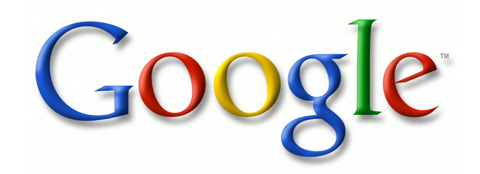


This is a digital copy of a book that was preserved for generations on library shelves before it was carefully scanned by Google as part of a project to make the world's books discoverable online.

It has survived long enough for the copyright to expire and the book to enter the public domain. A public domain book is one that was never subject to copyright or whose legal copyright term has expired. Whether a book is in the public domain may vary country to country. Public domain books are our gateways to the past, representing a wealth of history, culture and knowledge that's often difficult to discover.

Marks, notations and other marginalia present in the original volume will appear in this file - a reminder of this book's long journey from the publisher to a library and finally to you.

Usage guidelines

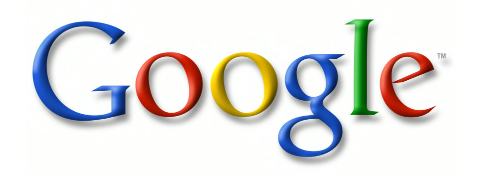
Google is proud to partner with libraries to digitize public domain materials and make them widely accessible. Public domain books belong to the public and we are merely their custodians. Nevertheless, this work is expensive, so in order to keep providing this resource, we have taken steps to prevent abuse by commercial parties, including placing technical restrictions on automated querying.

We also ask that you:

+ *Make non-commercial use of the files* We designed Google Book Search for use by individuals, and we request that you use these files for personal, non-commercial purposes.
+ *Refrain from automated querying* Do not send automated queries of any sort to Google's system: If you are conducting research on machine translation, optical character recognition or other areas where access to a large amount of text is helpful, please contact us. We encourage the use of public domain materials for these purposes and may be able to help.
+ *Maintain attribution* The Google "watermark" you see on each file is essential for informing people about this project and helping them find additional materials through Google Book Search. Please do not remove it.
+ *Keep it legal* Whatever your use, remember that you are responsible for ensuring that what you are doing is legal. Do not assume that just because we believe a book is in the public domain for users in the United States, that the work is also in the public domain for users in other countries. Whether a book is still in copyright varies from country to country, and we can't offer guidance on whether any specific use of any specific book is allowed. Please do not assume that a book's appearance in Google Book Search means it can be used in any manner anywhere in the world. Copyright infringement liability can be quite severe.

About Google Book Search

Google's mission is to organize the world's information and to make it universally accessible and useful. Google Book Search helps readers discover the world's books while helping authors and publishers reach new audiences. You can search through the full text of this book on the web at http://books.google.com/



Über dieses Buch

Dies ist ein digitales Exemplar eines Buches, das seit Generationen in den Regalen der Bibliotheken aufbewahrt wurde, bevor es von Google im Rahmen eines Projekts, mit dem die Bücher dieser Welt online verfügbar gemacht werden sollen, sorgfältig gescannt wurde.

Das Buch hat das Urheberrecht überdauert und kann nun öffentlich zugänglich gemacht werden. Ein öffentlich zugängliches Buch ist ein Buch, das niemals Urheberrechten unterlag oder bei dem die Schutzfrist des Urheberrechts abgelaufen ist. Ob ein Buch öffentlich zugänglich ist, kann von Land zu Land unterschiedlich sein. Öffentlich zugängliche Bücher sind unser Tor zur Vergangenheit und stellen ein geschichtliches, kulturelles und wissenschaftliches Vermögen dar, das häufig nur schwierig zu entdecken ist.

Gebrauchsspuren, Anmerkungen und andere Randbemerkungen, die im Originalband enthalten sind, finden sich auch in dieser Datei – eine Erinnerung an die lange Reise, die das Buch vom Verleger zu einer Bibliothek und weiter zu Ihnen hinter sich gebracht hat.

Nutzungsrichtlinien

Google ist stolz, mit Bibliotheken in partnerschaftlicher Zusammenarbeit öffentlich zugängliches Material zu digitalisieren und einer breiten Masse zugänglich zu machen. Öffentlich zugängliche Bücher gehören der Öffentlichkeit, und wir sind nur ihre Hüter. Nichtsdestotrotz ist diese Arbeit kostspielig. Um diese Ressource weiterhin zur Verfügung stellen zu können, haben wir Schritte unternommen, um den Missbrauch durch kommerzielle Parteien zu verhindern. Dazu gehören technische Einschränkungen für automatisierte Abfragen.

Wir bitten Sie um Einhaltung folgender Richtlinien:

+ *Nutzung der Dateien zu nichtkommerziellen Zwecken* Wir haben Google Buchsuche für Endanwender konzipiert und möchten, dass Sie diese Dateien nur für persönliche, nichtkommerzielle Zwecke verwenden.
+ *Keine automatisierten Abfragen* Senden Sie keine automatisierten Abfragen irgendwelcher Art an das Google-System. Wenn Sie Recherchen über maschinelle Übersetzung, optische Zeichenerkennung oder andere Bereiche durchführen, in denen der Zugang zu Text in großen Mengen nützlich ist, wenden Sie sich bitte an uns. Wir fördern die Nutzung des öffentlich zugänglichen Materials für diese Zwecke und können Ihnen unter Umständen helfen.
+ *Beibehaltung von Google-Markenelementen* Das "Wasserzeichen" von Google, das Sie in jeder Datei finden, ist wichtig zur Information über dieses Projekt und hilft den Anwendern weiteres Material über Google Buchsuche zu finden. Bitte entfernen Sie das Wasserzeichen nicht.
+ *Bewegen Sie sich innerhalb der Legalität* Unabhängig von Ihrem Verwendungszweck müssen Sie sich Ihrer Verantwortung bewusst sein, sicherzustellen, dass Ihre Nutzung legal ist. Gehen Sie nicht davon aus, dass ein Buch, das nach unserem Dafürhalten für Nutzer in den USA öffentlich zugänglich ist, auch für Nutzer in anderen Ländern öffentlich zugänglich ist. Ob ein Buch noch dem Urheberrecht unterliegt, ist von Land zu Land verschieden. Wir können keine Beratung leisten, ob eine bestimmte Nutzung eines bestimmten Buches gesetzlich zulässig ist. Gehen Sie nicht davon aus, dass das Erscheinen eines Buchs in Google Buchsuche bedeutet, dass es in jeder Form und überall auf der Welt verwendet werden kann. Eine Urheberrechtsverletzung kann schwerwiegende Folgen haben.

Über Google Buchsuche

Das Ziel von Google besteht darin, die weltweiten Informationen zu organisieren und allgemein nutzbar und zugänglich zu machen. Google Buchsuche hilft Lesern dabei, die Bücher dieser Welt zu entdecken, und unterstützt Autoren und Verleger dabei, neue Zielgruppen zu erreichen. Den gesamten Buchtext können Sie im Internet unter `http://books.google.com` durchsuchen.

B 427701

PROF. DR. ING. R. WEYRAUCH

HYDRAULISCHES RECHNEN

Dritte vermehrte Auflage

VERLAG VON KONRAD WITTWER STUTTGART


850
1837
ARTES
VERITAS
SCIENTIA
LIBRARY OF THE
UNIVERSITY OF MICHIGAN
TUEBOR
CIRCUMSPICE
THE GIFT OF
PROF. ALEXANDER ZIWET

TC
160
.W85
1915



1604 572

Alexander Zirek

Hydraulisches Rechnen

Rechnungsverfahren und Zahlenwerte aus den Gebieten des Wasserbaus

Für die Bedürfnisse der Praxis

von

Dr.-Ing. Robert Weyrauch
Beratender Ingenieur,
o. Professor der Technischen Hochschule Stuttgart.

Dritte, vollständig neu bearbeitete und vermehrte Auflage

Mit 111 Figuren im Text, 105 Tabellen und 8 Tafeln

Stuttgart
Verlag von Konrad Wittwer
1915

Prof. Alex. Ziwet
gt
12-23-1922

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten.

Copyright by Konrad Wittwer in Stuttgart 1915.

Druck der Union Deutsche Verlagsgesellschaft in Stuttgart.

Vorwort zur dritten Auflage.

Die folgende, nunmehr in dritter Auflage vorliegende Arbeit (erste Auflage Juli 1909) sucht die wichtigsten Rechnungsverfahren, Formeln und Zahlenwerte der wasserbaulichen Praxis klar, kurz und mit für die Mehrzahl der Fälle ausreichender Vollständigkeit zu bieten. Damit dürfte die Schrift auch zur Entlastung des wasserbaulichen Unterrichts beitragen. Für weitergehende wissenschaftliche Studien kommen die eigentlichen Lehrbücher der Hydraulik in Betracht*).

Der Inhalt der vorliegenden dritten Bearbeitung wurde gegenüber demjenigen der zweiten Auflage nicht unerheblich vermehrt: Die durchgreifende Neueinteilung, welche der Stoff hierbei erfuhr und die Vermehrung der Beispiele werden, wie ich hoffe, die Übersichtlichkeit und Verwendbarkeit des Ganzen erhöhen.

Auch bei dieser Auflage war ich bestrebt, zahlreiche Erfahrungs- und Versuchsdaten beizubringen, um namentlich die Wahl der Koeffizienten zu erleichtern. Dabei war es bei dem Zweck der Schrift und dem empirischen Charakter zahlreicher Probleme oft notwendig, mehrere Methoden anzuführen, damit der Leser die für den einzelnen Fall passendsten oder gerade ihm bekannten Verfahren nicht vergeblich suche. Daß hierbei die Gültigkeitsgrenzen nicht immer angegeben werden konnten, liegt in der Natur der Sache.

Dem Herrn Verleger danke ich für sein bereitwilliges Eingehen auf meine Wünsche und für die Ausstattung des Buches; meinem Assi-

*) Unter ihnen zeichnet sich das neue schöne Werk von Forchheimer insbesondere auch durch die Wiedergabe zahlreicher Versuchsdaten aus.

413450

stenten, Herrn Dipl.-Ing. Fritz Bauer, für seine freundliche Unterstützung.

Für Verbesserungs- und Ergänzungsvorschläge, besonders für Übersendung von Versuchsergebnissen und Erfahrungszahlen werde ich stets erkenntlich sein. Besonderen Dank sage ich auch hier denjenigen Herren Fachgenossen, welche mir anläßlich der zweiten und für diese dritte Auflage Mitteilungen zukommen ließen.

Sedan, im Oktober 1914.

Robert Weyrauch.

Inhaltsverzeichnis.

Verzeichnis der Tabellen.

Verzeichnis der Tafeln.

Abkürzungen.

Es bedeutet:

A. P. C.	Annales des ponts et chaussées.
D. B.	Deutsche Bauzeitung.
Eng. News	Engineering News.
S. B.	Schweizerische Bauzeitung.
Z. B.	Zentralblatt der Bauverwaltung.
Z.G.K.	Zeitschrift für Gewässerkunde.
Ga	Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung.
Ge	Gesundheitsingenieur.
H.	Zeitschrift des Architekten- und Ingenieurvereins Hannover.
Ö. W. B.	Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst.
Ö. Z.	Zeitschrift des österreichischen Architekten- und Ingenieurvereins.
Z.	Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure.

Häufig gebrauchte Buchstabenbezeichnungen.

B, b	Breitenmaße.
c	Geschwindigkeiten.
D, d	Kreisdurchmesser.
F, f	Querschnittsgrößen.
g	Beschleunigung durch die Schwere.
H, h	Wasser-, Druckhöhen, Wassertiefen.
J	Gefälle pro Längeneinheit.
k	Rauhigkeitskoeffizienten.
L, l	Längen.
λ	Widerstandskoeffizienten.
m	Masse.
P	Profilradien.
p	Pressungen.
Q, q	Wassermengen.
R, r	Kreishalbmesser.
S, s	Längen.
T, t	Wassertiefen.
U	benetzte Umfänge.
u	Geschwindigkeiten.
v	Geschwindigkeiten.
W	Widerstände.
x	Längen.
Y, y	Druckhöhendifferenzen.
Z, z	Stauhöhen.
ζ, η, ξ	Rauhigkeitskoeffizienten.

Vorbemerkungen.

Bei allen Formeln der praktischen Hydraulik ist festzuhalten, daß sie nicht abgeleitet sind aus Gesetzen, nach denen die Bewegung des Wassers in Wirklichkeit vor sich geht, sondern, daß sie lediglich versuchen, in mehr oder weniger beschränktem Geltungsbereich eine mehr oder weniger rohe Annäherung an die wirklichen Verhältnisse zu geben. Aus diesem Grund zieht man es für praktische Bedürfnisse bisweilen vor, zu den vorhandenen Formeln die für die einzelnen Fälle möglichst genauen Koeffizienten zu ermitteln, anstatt neue wenn auch richtigere Formeln aufzustellen, für welche die Koeffizienten erst gefunden werden müßten.

Die wesentlichen Umstände, welche bei unseren Formeln unberücksichtigt bleiben, sind die folgenden: Das Wasser ist weder vollkommen flüssig, noch unzusammendrückbar. Die einzelnen Wassermolekeln üben Reibungskräfte aufeinander aus. Das spezifische Gewicht des Wassers ist infolge von Temperatur- und Druckunterschieden nicht an allen Punkten eines Querschnitts gleich. Die sogenannte mittlere Geschwindigkeit ist in Wirklichkeit nur eine Rechnungsgröße aus der Definition $v = Q : F$. Es ist bisher nicht gelungen, ganz einwandfrei festzustellen, von welchen Größen ein Rauhigkeitskoeffizient abhängt, speziell ob oder wann er der ersten oder zweiten Potenz der Geschwindigkeit proportional ist.

Trotz alledem wird man bei vorsichtigen Annahmen in der Mehrzahl der Fälle Rechnungsergebnisse erhalten, die mit der Wirklichkeit recht gut übereinstimmen. Man darf sich daher auch nicht verleiten lassen, hydraulische Rechnungen ungenau durchzuführen. Die von manchen Ingenieuren empfohlene flüchtige Rechnungsweise in wasserbaulichen Dingen ist durchaus zu verwerfen. Die genaue Rechnung kostet wenig mehr Mühe und Zeit als die flüchtige, und man kann immer noch am Schluß einer Rechnung das Resultat abrunden, während man bei Einführung von Vernachlässigungen im Verlauf einer Rechnung am Ende derselben nicht imstande ist, anzugeben, auf welchen Grad von Genauigkeit das Resultat Anspruch machen kann. Derartiges Rechnen mit Vernachlässigungen erschwert außerdem die Kontrolle einer von dritter Seite ausgeführten Rechnung

in hohem Maße. Man wird also festhalten müssen: Die Rechnungen seien mindestens ebenso genau wie die Unterlagen. Vernachlässigungen sind in der Rechnung stets kenntlich zu machen.

Bei der Dimensionierung wasserbaulicher Anlagen ist große Vorsicht vonnöten, namentlich wo es sich um Bauten handelt, welche auch anläßlich außergewöhnlicher Naturereignisse in Tätigkeit treten sollen, wie Hochwasserprofile, Hochwasserüberfälle, Städtekanalisationen usw. Hier wird man mit den Dimensionen oft weiter gehen müssen, als nach rein wirtschaftlichen Gesichtspunkten notwendig oder ohne weiteres berechtigt wäre.

Oft ist es sehr schwer, wenn nicht unmöglich, die Wirkungen rechnerisch anzugeben, welche durch Veränderungen an wasserbaulichen Einrichtungen, wie Triebwerken, Wehren, Ausflußöffnungen, Werkkanälen usw., hervorgerufen werden können. In solchen Fällen muß man suchen, Analogieschlüsse zu ziehen und ohne Zahlen auszukommen. Vielfach führt die Rechnung mit Verhältniswerten zum Ziel.

Abschnitt I.

Allgemeine Gleichungen über Wasserbewegung.

§ 1. Druck des Wassers gegen Gefäßwände. Wasserstoß.

1. Druck in einer Flüssigkeit.

Wirken auf eine Flüssigkeit äußere Kräfte ein, deren resultierende Komponenten X, Y, Z bezogen auf ein rechtwinkliges Koordinatensystem sind, so ist mit μ als spezifischer Masse der Flüssigkeit die durch die äußeren Kräfte ausgeübte resultierende Pressung bekanntermaßen gegeben durch den Ausdruck:

$$d\,p = \mu\,(X\,d\,x + Y\,d\,y + Z\,d\,z) \qquad 1$$

Wirkt auf eine allseitig begrenzte Flüssigkeit nur die Schwerkraft in der Richtung der Z-Achse, so ist

$$X = o, \quad Y = o, \quad Z = g \qquad 2$$

d. h. gleich der Beschleunigung durch die Schwere.

Ein System materieller Punkte wird stets diejenige Gruppierung seiner Teile herzustellen suchen, bei der der Systemschwerpunkt die tiefstmögliche Lage einnimmt. Flüssigkeiten sind hierzu, praktisch gesprochen, vollkommen in der Lage. Ihre Oberfläche muß also eine Kugelfläche mit dem Mittelpunkt im Erdmittelpunkt oder praktisch eine Ebene sein. Aus den beiden letzten Sätzen geht hervor, daß in allen gleichweit unter der Flüssigkeitsoberfläche liegenden Punkten der nach unten gerichtete Druck gleich groß und nur abhängig von der Tiefenlage des Punktes unter der Oberfläche der Flüssigkeit ist. Wegen der leichten Verschiebbarkeit der Wasserteilchen muß aber auch im Gleichgewichtszustand des Wassers der Druck in einem und demselben Punkte nach allen Richtungen hin gleich groß sein: Niveauflächen.

Aus Gl. 1 und 2 folgt

$$d\,p = \mu\,g\,d\,z = \gamma\,d\,z \qquad 3$$

worin γ das Einheitsgewicht des Wassers ist. Da für technische Zwecke in der Regel γ = Constans gesetzt werden kann, so folgt aus 3

$$p = \gamma\,z + C \qquad 4$$

Entspricht nun dem Wert $p = p_0$ der Wert $z = h$, so ist

$$C = p_0 - \gamma h \quad \text{und} \quad p = \gamma z + p_0 - \gamma h \qquad 5$$

und mit $h = 0$, d. h. wenn man die X-Achse in die Wasseroberfläche legt:

$$p = \gamma z + p_0 \qquad 6$$

wo p_0 die auf die Oberfläche des Wasserspiegels wirkende Pressung bedeutet. Hat man es mit Gefäßen zu tun, die von einer Seite und deren Wasserspiegel von der anderen Seite dem atmosphärischen Drucke ausgesetzt sind (in den Boden gebaute oder freistehende Wasserbehälter), so ist für $z = 0$ auch $p = 0$. Es folgt in diesem Falle aus der allgemeinen Gl. 4, speziell $0 = 0 + C$, somit:

$$p = \gamma z \qquad 7$$

d. h. die Druckhöhe an *irgend* einer Stelle ist gleich der Tiefe dieser Stelle unter dem Wasserspiegel mal γ.

Die Pressung p ist, wie schon gezeigt, im Wasser selbst nach allen Richtungen hin gleich groß, also in Rücksicht auf ein Flächenelement dF senkrecht dazu und $= p\,dF$. *Der Angriffspunkt jeder Elementarkraft pdF liegt in dem Flächenelemente selbst.*

2. Druck gegen die Wände.

a) *Gekrümmte Wand.* In der Tiefe z wird auf ein Flächenelement dF eine Normalpressung

$$dp = \gamma z\,dF \qquad 8$$

ausgeübt. Die Komponenten von dp sind (Fig. 1)

$$\left.\begin{aligned} dp_x &= dp\cos\varphi = \gamma z\cos\varphi\,dF \\ dp_z &= dp\sin\varphi = \gamma z\sin\varphi\,dF \end{aligned}\right\} \qquad 9$$

Mit $\cos\varphi\,dF = dF_x$ und $\sin\varphi\,dF = dF_z$ folgt

$$\left.\begin{aligned} p_x &= \gamma\int z\,dF_x \\ p_z &= \gamma\int z\,dF_z \end{aligned}\right\} \qquad 10$$

Fig. 1.

Die Größe p_x greife in die der Tiefe z_0 unter der X-Achse, p_z in der Entfernung x_0 von der Z-Achse an; alsdann muß sein:

$$\left.\begin{aligned} p_x z_0 &= \int z\,p_x = \gamma\int z^2\,dF_x \\ p_z x_0 &= \int x\,p_z = \gamma\int xz\,dF_z \end{aligned}\right\} \qquad 11$$

Aus diesen Gleichungen folgt für die Koordinaten des Mittelpunktes der vom Wasserdruck herrührenden Kraftkomponenten:

$$z_0 = \frac{\int z^2\,dF_x}{\int z\,dF_x} \quad \text{und} \quad x_0 = \frac{\int xz\,dF_z}{\int z\,dF_z} \qquad 12$$

Die Druckresultierende hat die Größe

$$p = \sqrt{p_x^2 + p_z^2} = \gamma\sqrt{(\int z\,dF_x)^2 + (\int z\,dF_z)^2} \qquad 13$$

ihr Richtungskosinus ist:

$$\cos \varphi = \frac{p_x}{p} \text{ oder } \cos\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right) = \frac{p_z}{p} \qquad 14$$

Eine Vereinfachung dieser Betrachtungen findet sich in [135] S. 153.

b) Zur Unterscheidung der Wasserpressung von der Schwerkraft untersuchen wir einen Körper vom Einheitsgewicht des Wassers, der in der Projektionsebene von zwei Achsen (X und Z) und einer beliebigen Kurve begrenzt ist und senkrecht zu dieser Ebene die unveränderliche Abmessung b hat. Dann ist sein Gewicht (Fig. 2):

$$V = \gamma b \int x\,dz = \gamma b \int z\,dx$$

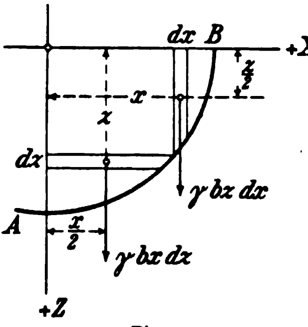


Fig. 2.

Der Angriffspunkt der Schwerkräfte in diesem Körper hat die Koordinaten:

$$x'_0 = \frac{1}{2} \cdot \frac{\int x^2\,dz}{\int x\,dz}, \quad z'_0 = \frac{1}{2} \cdot \frac{\int z^2\,dx}{\int z\,dx}$$

denn bezogen auf die Z-Achse hat jedes Körperelement von dem Gewicht $\gamma\, b\, x\, d\, z$ den Hebelarm $\frac{x}{2}$, bezogen auf die X-Achse jedes Körperelement von dem Gewichte $\gamma\, b\, z\, d\, x$ den Hebelarm $\frac{z}{2}$.

Vergleicht man die Werte x_0 und x'_0, sowie z_0 und z'_0, so sieht man, daß $z_0 = 2\,z'_0$ und daß x_0 von ganz anderer Art als x'_0 ist.

c) Ebene Wände. Hierbei bleiben der Winkel φ, also auch sein Sinus und Kosinus konstant. Man erhält also statt Gl. 10 aus 9 (Fig. 1):

$$p_x = \gamma \cos \varphi \int z\,dF \quad \text{und} \quad p_z = \gamma \sin \varphi \int z\,dF$$

und aus 8

$$p = \gamma \int z\,dF \qquad 15$$

Weiter erhält man:

$$z_0 = \frac{\int z^2\,dF}{\int z\,dF} \qquad x_0 = \frac{\int x z\,dF}{\int z\,dF} \qquad 16$$

Klappt man die gedrückte Ebene $A\,B$ in die Bildebene um, so ist $z = y \cos \varphi$, und man erhält:

$$p_x = \gamma \cos^2 \varphi \int y\,d\,F \qquad p_z = \gamma \sin \varphi \cos \varphi \int y\,d\,F \qquad 17$$

sowie mit $z_0 = y_0$ und $p = \gamma \cos \varphi \int y\,d\,F \cos \varphi$

$$y_0 = \frac{\int y^2\,dF}{\int y\,dF} \quad \text{und} \quad x_0 = \frac{\int x y\,dF}{\int y\,dF} \qquad 18$$

Bei zu einer Lotrechten symmetrischen Druckfiguren greift der Druck in der Symmetrieachse an, und der Wert x_0 wird überflüssig. Hat man es z. B. mit einem Rechteck von der Breite b zu tun, so ist $d\,F = b\,d\,y$ und man erhält:

$$p_x = \gamma b \cos^2 \varphi \int y\,dy \qquad p_z = \gamma b \sin \varphi \cos \varphi \int y\,dy$$

und

$$p = \gamma b \cos \varphi \int y\,dy \qquad 19$$

sowie

$$y_0 = \frac{\int y^2\,dy}{\int y\,dy} \qquad 20$$

Beispiel. An einer Talsperre sei der Druck auf eine untergetauchte rechteckige Fläche (Mauerfläche oder Schütz) von der Breite b und der Höhe a (Fig. 3) zu berechnen.

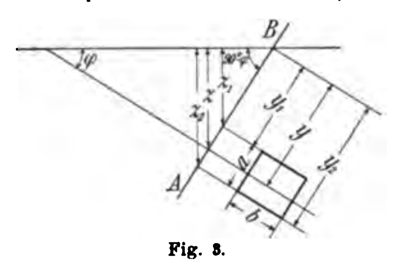


Fig. 3.

Zunächst ist

$$a = \frac{z_2 - z_1}{\cos\varphi} \quad \text{und} \quad dF = \frac{b\,dz}{\cos\varphi}$$

Damit erhält man aus Gl. 15 und 16:

$$p = \frac{\gamma b}{\cos\varphi}\int z\,dz = \frac{\gamma b}{\cos\varphi}\cdot\frac{z_2^2 - z_1^2}{2}$$

$$= \frac{a b \gamma}{2}\cdot(z_2 + z_1)$$

$$p_x = b\gamma\,\frac{z_2^2 - z_1^2}{2}$$

und

$$z_0 = \frac{2}{3}\cdot\frac{z_2^3 - z_1^3}{z_2^2 - z_1^2}$$

Reicht die Fläche bis an den Wasserspiegel, so ist:

$$p = \frac{a b \gamma z_2}{2} \qquad p_x = \frac{b\gamma}{2} z_2^2 \qquad z_0 = \frac{2}{3} z_2$$

3. Zusammenfassung.

Aus Vorstehendem ergeben sich unter der Bedingung $p_0 = 0$ nachfolgende wichtige Sätze:

α) An irgend einer Stelle einer Gefäßwand ist der Wasserdruck für die Flächeneinheit gleich dem Gewichte einer Wassersäule, die die Flächeneinheit zur Basis und die Tiefe der Stelle unter dem Wasserspiegel zur Höhe hat.

β) Der nach α ermittelte Wasserdruck wirkt stets als Normalpressung, d. h. senkrecht zum Flächenelemente der Gefäßwand.

γ) Die Komponenten des Wasserdruckes nach wagrechter und lotrechter oder irgend sonstiger Richtung werden erhalten durch Multiplikation der Projektion der gedrückten Fläche mit dem Abstande ihres Schwerpunktes vom Wasserspiegel und mit der spezifischen Schwere γ (Gl. 10).

δ) Bei ebenen Flächen ist der Wasserdruck (d. h. die Normalpressung gegen die ebene Fläche) stets gleich dem Produkte aus der absoluten Größe der Fläche, multipliziert mit der Tiefe ihres Schwerpunktes unter dem Wasserspiegel und der spezifischen Schwere γ (Gl. 15).

ε) Die Wasserpressungen, die auf eine beliebig gekrümmte Fläche wirken, sind nicht parallel und lassen sich auch nicht immer auf eine einzige Resultierende reduzieren; es entsteht vielmehr aus ihnen im allgemeinen eine Resultierende und ein Kräftepaar, bzw. zwei Kräfte entgegengesetzter Richtung (Abschn. 2 a).

ζ) Der Angriffspunkt der resultierenden Wasserpressung und der Schwerpunkt der drückenden Wassermasse fallen nie zusammen; bei

geneigten Flächen liegt der Druckmittelpunkt stets tiefer als der Schwerpunkt (Abschn. b).

η) Wenn die lotrechte Projektion der gedrückten Fläche gegenüber der Druckhöhe klein ist, so kann bei sonst beliebiger wagrechter Ausdehnung des Flächenstreifens die Pressung $p = \gamma\, z$ als konstant angenommen werden, ohne daß damit ein erheblicher Fehler begangen würde (Abschn. 1, Gl. 7).

Alle ausgesprochenen Sätze sind auch dann gültig, wenn $\frac{p_0}{\gamma}$ einen positiven, von Null verschiedenen Wert hat, sofern in diesem Falle die Höhen z von einer wagrechten Ebene gezählt werden, die um die Größe $\frac{h_0}{\gamma}$ über dem Wasserspiegel liegt (Gl. 6).

4. Stoß des Wassers.

Um einem Körper von 9,81 kg Gewicht (also der Masse 1) die Geschwindigkeit $v = 1$ m/sek zu erteilen, bedarf es einer Kraft von 1 kg. Um einem Körper vom Inhalt Q cbm und dem spezifischen Gewicht γ die Geschwindigkeit v zu erteilen, braucht man also die Kraft:

$$P = Q \frac{\gamma}{9{,}81} v \quad \text{kg} \qquad 21$$

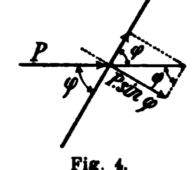


Fig. 4.

Steht die Wand um den ∢ φ schief zur Kraftrichtung (Fig. 4), so wirkt senkrecht zur Wand die Kraft

$$P = \frac{\gamma}{9{,}81} Q\, v \sin \varphi \qquad 22$$

oder mit $Q = F \cdot v$ und $\gamma = 1000$

$$P = 10{,}2\, F\, v^2 \sin \varphi \qquad 23$$

Handelt es sich um bewegtes Wasser, das gegen eine feste Wand stößt, so kommen die Kräfte nach Gl. 21 und 23 wegen der teilweisen Ablenkung der Wasserfäden nicht voll zur Entfaltung.

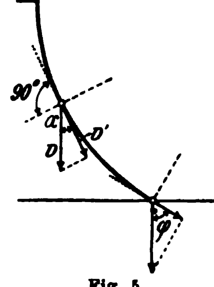


Fig. 5.

Bei Talsperren wird das Überlaufwasser bisweilen über die Mauerkrone geleitet und kommt, wenn die mittlere Mauerneigung gegen die Vertikale zu ∢ α angenommen (Fig. 5) werden darf, mit der Geschwindigkeit

$$v' = v \cos \alpha = \sqrt{2\, g\, h} \cos \alpha \qquad 24$$

unten an. Für Reibung an der Mauerfläche hat man vorgeschlagen, hiervon 10 % abzuziehen, so daß man hätte

$$v'' = 4 \sqrt{h} \cdot \cos \alpha \qquad 25$$

Damit wird die Beanspruchung am Mauerfuß, wo das Wasser mit der Neigung ∢ φ gegen die Vertikale auftreffen soll, aus Gl. 22 bzw. 23 und 25

$$P = 102\, Q \sin \varphi\, 4 \sqrt{h} \cos \alpha = 1632\, F\, h \sin \varphi \cos^2 \alpha \qquad 26$$

Auf die Flächeneinheit gibt dies

$$p = 1632\, h \sin \varphi \cos^2 \alpha \qquad 27$$

Auch diese Beanspruchung wird durch Ablenkung und Zerstäubung des Wassers verringert. Die Formel 27 gibt also vorsichtige Werte. — Weiteres siehe bei Pfarr, Die Turbinen, Berlin 1912, S. 22 ff. und in den Lehrbüchern der Hydraulik.

Bei Wellenbrechern ist nach Gaillard der stärkste Wellenstoß

$$P = m\,\gamma \frac{F\left(\frac{4\,v}{3}\right)^2}{2\,g} \qquad 28$$

worin $m = 1{,}3$—$1{,}6$ zu setzen. Die Wellenschläge schätzt man auf 20—30 t/qm.

Bei Binnenseen (also auch Talsperrenbecken) kann man die größte Wellenhöhe berechnen nach der Formel von Stevenson:

$$h = 0{,}762 + 0{,}0106 \sqrt{e} - 0{,}0465 \sqrt[4]{e} \qquad 29$$

wo e die größte Ausdehnung des Sees in der Windrichtung und h die Differenz zwischen Wellenberg und Wellental bedeutet.

Unter Annahme gleichförmiger Geschwindigkeit in allen Punkten eines Wasserquerschnitts ist die Energie strömenden Wassers

$$E = \frac{G\,v^2}{2\,g} = \frac{M\,v^2}{2}$$

wo G das Gewicht, M die Masse des Wasserkörpers ist. Harza hat (Eng. News 1907 [57] S. 272) gezeigt, daß die tatsächliche Energiegröße infolge der ungleichmäßigen Geschwindigkeit in einem Querschnitt stets größer ist, als die obige Formel angibt. In Rohrleitungen mag dieses Plus 4—5 % betragen.

Eine wichtige Rolle spielt der Wasserstoß bei den Wasserschlössern und Druckleitungen von Wasserkraftanlagen. Hierbei treten, wenn die den Turbinen zufließende Wassermenge verändert wird, gedämpfte oder aperiodische Schwingungen auf.

Unter harmonischen Schwingungen versteht man solche mit stets gleichen Amplitüden. Wirkt den Schwingungen ein Widerstand entgegen, so nehmen die Amplitüden ab: gedämpfte Schwingungen. Der Widerstand kann aber auch so groß sein, daß die Schwingung auf ihrem Rückweg überhaupt nicht durch die Ruhelage hindurchgeht, sondern erst nach (theoretisch) unendlich langer Zeit die Nullinie berührt: aperiodische Schwingungen.

Die drei Hauptprobleme, um welche es sich handelt, sind:

1. Wie stark fällt der Wasserspiegel im Wasserschloß, wenn der Wasserverbrauch innerhalb weniger Sekunden von Q_1 auf Q_2 zunimmt?

2. Wie stark hebt sich der Spiegel, wenn der Wasserverbrauch innerhalb weniger Sekunden auf einen bestimmten Betrag, eventuell auf Null zurückgeht?

3. Welche Beanspruchungen treten in den Druckrohren auf?

Zu 2. Vgl. Pressel, S. B. Bd. 53 (1909), S. 57; Prasil, Ebenda Bd. 52 (1908), S. 271, insbesondere S. 335; Thoma, Beiträge zur Theorie des Wasserschlosses 1910; Forchheimer, Hydraulik, Leipzig 1914 und Z. 1913, Bd. 57, S. 545, schließlich [205] Aufgabe 185 und 186.

Zu 3. Vgl. Budau, Ö. Z. 1905, Nr. 29—31 und Braun, Druckschwankungen in Rohrleitungen, Stuttgart 1909.

§ 2. Bewegung des Wassers in Leitungen und Gerinnen.

Bei der Bewegung des Wassers in vollkommen gefüllten Leitungen müssen sich in jedem Querschnitt das Gleichgewicht halten: die Arbeit der Schwere einerseits, sowie die Arbeit der von äußeren Einflüssen herrührenden Pressung des Wassers und die Arbeit der Reibungswiderstände anderseits.

1. Geschlossene Leitung von veränderlichem Querschnitt.

Es mögen bedeuten (vgl. Fig. 6):

F den Querschnitt der Leitung;

γ das Einheitsgewicht des Wassers;

B die Leitungswiderstandshöhe, also $\gamma\ B$ die dem Reibungswiderstande gleichkommende Pressung, eine Kraft, die der Bewegung entgegengesetzt am Umfange der Rohrleitung, also in der Richtung ihrer Achse, wirkt;

p die von äußeren Einflüssen herrührende Pressung des Wassers auf die Flächeneinheit irgend eines Querschnittes, eine Kraft, die nach allen Seiten hin mit gleicher Intensität wirkt, also bei der Bewegung als im Sinne der Achse des Rohres wirkend angesehen werden darf, und von äußeren Einflüssen herrührt;

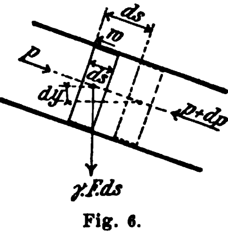


Fig. 6.

$\gamma\, y$ die Pressung des Wassers, hervorgerufen durch die Schwere der Wassersäule von der Höhe y bzw. durch das Gewicht des in der Rohrleitung befindlichen Wassers; eine Kraft, die lotrecht abwärts wirkt.

Damit setzt sich an einem Körperelement von der Länge ds die von den einzelnen Kräften verrichtete Arbeit aus folgenden Teilen zusammen:

α) Aus der Arbeit der Schwere = dem Gewichte des Elements, multipliziert mit der Projektion des Weges ds auf die Richtung der Schwere

$$= \gamma\, F\, ds\, dy \qquad 1$$

β) Aus der Arbeit der Pressung p (auf der einen Seite des Elements $p - d\,p$, auf der anderen p Kilogramm für die Flächeneinheit) mithin

$$= - F\, dp\, ds \qquad 2$$

weil die Kraft parallel der Rohrachse wirkt.

γ) Aus der Arbeit des Reibungswiderstandes, dessen Intensität, auf die Flächeneinheit der Rohrwand bezogen, $= W$ sein möge. Der benetzte Umfang der Rohrleitung sei U, also ist der auf der Strecke $d\,s$ an der Scheibe wirkende Reibungswiderstand $W\,U\,d\,s$. Ihm entspricht ein gewisser Druckhöhenverlust: $d\,B$ mit dem Wassersäulengewicht $\gamma\,F\,d\,B$; es gilt also die Beziehung:

$$\gamma\,F\,dB = W\,U\,ds$$

und die vom Reibungswiderstand auf der Strecke ds geleistete Arbeit ist:

$$\gamma\,F\,dB\,ds = W\,U\,ds\,ds \qquad 3$$

Diese Arbeit wirkt entgegen der Arbeit der Schwere.

Die Summe aller dieser Arbeiten muß gleich sein der Änderung der lebendigen Kraft auf der Strecke ds, deren Wert ist:

$$d\,A = \frac{\gamma F\,ds}{g}\,d\left(\frac{v^2}{2}\right) \qquad 4$$

Aus den vorstehenden Werten (Gl. 1—4) ergibt sich nach Durchdivision mit dem Faktor $\gamma\,F\,ds$ als Differentialgleichung der Bewegung:

$$d\left(\frac{v^2}{2g}\right) = dy - \frac{dp}{\gamma} - d\,B \qquad 5$$

woraus als Integral folgt:

$$\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} = (y_2 - y_1) - (B_2 - B_1) + \frac{p_1 - p_2}{\gamma}$$

oder

$$\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + (B_2 - B_1) = (y_2 - y_1) + \frac{p_1 - p_2}{\gamma} = H \qquad 6$$

Der erste Bruch bezieht sich auf die Veränderung der Geschwindigkeit, $(B_2 - B_1)$ auf die Überwindung der Reibungswiderstände. Die Größe H bezeichnet man als „wirksame Druckhöhe“; diese wird also einesteils verwendet zur Überwindung der Reibungswiderstände in der Rohrleitung, anderenteils zur Erzeugung der Endgeschwindigkeit, oder sie stellt mit anderen Worten die Summe aus Druckverlusthöhe und lebendiger Druckhöhe in der Rohrleitung dar.

2. Geschlossene Leitung von unveränderlichem Querschnitt.

Wegen $v =$ Constans geht Gl. 6 über in

$$B_2 - B_1 = (y_2 - y_1) + \frac{p_1 - p_2}{\gamma} = H \qquad 7$$

Aus Gl. 3 ergibt sich durch Integration, wenn den Grenzen $s_1 = 0$ und $s_2 = 1$ die Werte $B_1 = 0$ und $B_2 = B$ entsprechen:

$$B = \frac{W\,U}{\gamma F} \qquad 8$$

als die auf der Längeneinheit zur Überwindung der Reibungswiderstände verbrauchte Druckhöhe.

Die allgemeinste empirische Gleichung für die Beziehung zwischen Reibungswiderstand und Geschwindigkeit lautet:

$$W = (a\,v + b\,v^2 + c\,v^3 + \ldots) \qquad 9$$

Dabei sind a, b, c Koeffizienten, die jede nötige Nebenbedingung enthalten können. Es ist üblich geworden, für die normal auftretenden Geschwindigkeiten den abgekürzten Ausdruck:

$$W = \gamma\, b\, v^2 \qquad 10$$

zu verwenden.

Damit ist:

$$B = \frac{b\,v^2\,U}{F} \qquad 11$$

In der Regel bezeichnet man die Größe B in Gl. 8 als „den Druckhöhenverlust für die Längeneinheit" mit J. Dann erhält man aus Gl. 11 mit

$$F:U = P \text{ (Profilradius und } \sqrt{\frac{1}{b}} = k$$

die bekannte Formel für gleichförmige Bewegung in geschlossenem Querschnitt:

$$v = k\sqrt{P\,J}$$

und für die zugehörige Wassermenge:

$$Q = F\,v = k\,F\sqrt{P\,J} = k\sqrt{\frac{F^3}{U}\,J} \qquad 12$$

Aus dieser Entwicklung folgt der Satz, daß zur Bewegung einer Flüssigkeit von beliebigem Einheitsgewicht auf einer Strecke von unveränderlichem Querschnitt lediglich der zwischen Anfang und Ende der Strecke herrschende Wasserspiegel- bzw. Druckhöhenunterschied maßgebend ist.

Für sehr kleine Geschwindigkeiten verwendet man den Ausdruck

$$W' = \gamma\,a\,v$$

und erhält damit

$$J = B = \frac{a\,v\,U}{F}$$

und mit $\frac{1}{a} = c$

$$v = c\,P\,J \qquad 12a$$

Fig. 7.

Anm. 1. Die Gl. 12 wurde 1755 von Brahms und Chezy aufgestellt.

Anm. 2. Eigentlich ist $J = \operatorname{tg}\varphi = \frac{dh}{dl}$ (Fig. 7), wegen der Kleinheit des Winkels φ kann man aber statt dl die tatsächlich gemessene Strecke de verwenden, also statt $\operatorname{tg}\varphi$ $\sin\varphi$ für J setzen.

3. Offene Leitung von veränderlichem Querschnitt.

Die vorstehenden Ausführungen gelten allgemein für die Bewegung unter Druck befindlicher Flüssigkeiten. Sinkt dieser Druck an allen Stellen der Leitung auf den Atmosphärendruck herab, so kann man an Stelle der geschlossenen Leitung ein offenes Gerinne treten lassen. Die Arbeit der hydraulischen Pressung verschwindet dann aus Gl. 5 und man erhält

$$d\left(\frac{v^2}{2g}\right) = dy - dB \qquad 13$$

Mit $v^2 = Q^2 : F^2$ und $\sqrt{\frac{1}{b}} = k$ ergibt sich aus Gl. 11:

$$B = \frac{W\,U}{\gamma F} = \frac{Q^2 U}{k^2 F^3} \qquad 8a$$

Setzt man diesen Wert in Gl. 3 ein, so kommt aus Gl. 13:

$$y = y_2 - y_1 = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + Q^2 \int_{s_1}^{s_2} \frac{U}{k^2 F^3}\, ds \qquad 14$$

als Ausdruck für die ungleichförmige Bewegung des Wassers in offenen Gerinnen mit veränderlichem Querschnitt.

Die Integration der Differentialgleichung ist durchführbar, wenn F und U in Funktion von s gegeben sind, was jedoch im allgemeinen nicht der Fall ist. Man muß deshalb meist einzelne kurze Strecken von solcher Länge auswählen und untersuchen, daß auf jeder Teilstrecke je ein mittlerer, also unveränderlicher Querschnitt zugrunde gelegt werden kann (§ 22).

4. Offene Leitung von unveränderlichem Querschnitt.

Mit F = Constans wird $v_2 = v$ und U = Constans. Damit erhält man aus Gl. 14:

$$y = \frac{Q_2 U}{k^2 F^3}(s_2 - s_1) \qquad 15$$

oder mit

$$\frac{y}{s_2 - s_1} = J = \frac{Q^2 U}{k^2 F^3}$$

und

$$v^2 = \frac{Q^2}{F^2}, \text{ sowie } \frac{F}{U} = P$$

die Gleichungen:

$$v = k\sqrt{PJ} \text{ oder } PJ = \frac{v^2}{k^2}$$

und

$$Q = Fv = kF\sqrt{PJ} = k\sqrt{\frac{F^3}{U}J} \qquad 16$$

wie Gl. 12. Die Gl. 12 und 16 gelten also für offene und geschlossene Leitungen, sie setzen aber eine gewisse Regelmäßigkeit des Querschnittes

voraus, derart, daß bei offenen Gerinnen F und U mit zunehmender Wassertiefe stetig wachsen. Trifft dies bei einem Querschnitt nicht zu, so ist er zur Berechnung in einzelne Teile zu zerlegen.

Anm. 1. Ist in einem rechteckig angenommenen Profil die Wassertiefe h sehr klein gegenüber der Spiegelbreite b, so ist angenähert $P = \frac{b\,h}{b + 2\,h} \cong h$ und man erhält die häufig für natürliche Wasserläufe, namentlich bei Niederwasser verwendete Gleichung:

$$v = k\sqrt{h\,J} \qquad 17$$

Anm. 2. Für sehr kleine Geschwindigkeiten verwendet man auch hier (vgl. Gl. 12 a):

$$v = c\,P\,J \qquad 18$$

woraus für rechteckige Profile bei sehr kleiner Wasserhöhe sich:

$$v = c\,h\,J \qquad 19$$

ergibt.

Anm. 3. Für offene Wasserläufe gilt die Gleichung:

$$\frac{d\,y}{d\,l} = \eta \frac{v^2}{2\,g} \qquad 20$$

wo $g = 9{,}81$ und η ein Koeffizient ist. Setzt man $\eta = \xi \frac{U}{F}$, so folgt:

$$d\,y = \frac{\xi}{2\,g} v^2 \frac{U}{F} d\,l \qquad 21$$

Mit $\frac{\xi}{2\,g} = \frac{1}{k^2} \quad \frac{d\,y}{d\,l} = J \quad \frac{U}{F} = \frac{1}{P}$ (Profilradius)

folgt:

$$v^2 = k^2\,P\,J$$

oder

$$v = k\sqrt{P\,J} \qquad 22$$

wie Gl. 12 und 16.

Anm. 4. Aus Gl. 21 folgt:

$$y = \xi \frac{v^2}{2\,g} \frac{U}{F} l$$

woraus sich mit $\zeta = 4\,\xi$ und für das Kreisprofil mit $\frac{U}{F} = \frac{4}{D}$

$$y = \zeta \frac{1}{D} \frac{v^2}{2\,g} l \qquad 23$$

als häufig benutzte Formel zur Berechnung von Kreisprofilen ergibt.

§ 3. Aufgaben.

1. Bewegung auf einer Flußstrecke zwischen zwei gegebenen Punkten: Durchstiche.

Ein Fluß habe die Breite b, gegenüber welcher die Tiefe nicht erheblich sei. Auf der Strecke l sei die Wassermenge Q konstant. Es sollen sich ferner (vgl. Fig. 8) oben J_0 und v_0, unten J_1 und v_1 entsprechen.

Dann ist:

$$\text{oben } F_0 = \frac{Q}{v_0}, \quad \text{unten } F_1 = \frac{Q}{v_1}$$

und wenn mit z als Wassertiefe allgemein: $F = b\,z$ gesetzt werden kann,

$$\text{oben } b\,z_0 = \frac{Q}{v_0}, \quad \text{unten } b\,z_1 = \frac{Q}{v_1}$$

woraus:

$$z_0 = \frac{Q}{b\,v_0} \qquad z_1 = \frac{Q}{b\,v_1} \qquad 1$$

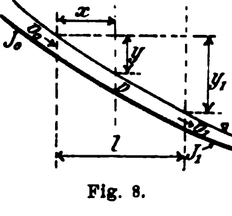


Fig. 8.

Die Werte z_0 und z_1 stellen, wie Gl. 1 zeigt, die mittleren Profilradien dar. Es ist also:

$$v_0 = k_0 \sqrt{z_0 J_0} \qquad v_1 = k_1 \sqrt{z_1 J_1}$$

woraus:

$$z_0 = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{b\,k_0}\right)^2 \cdot \frac{1}{J_0}} \qquad z_1 = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{b\,k_1}\right)^2 \cdot \frac{1}{J_1}} \qquad 2$$

Herrscht oberhalb des oberen Querschnitts und unterhalb des unteren gleichförmige Bewegung, so kann man z_0 und z_1, also auch k_0 und k_1 ermitteln. Bei nicht zu weit auseinander liegenden k-Werten kann man hierbei den Durchschnittswert:

$$k = \frac{k_0 + k_1}{2}$$

verwenden. Ist nun an beliebiger Stelle zwischen beiden Querschnitten $F = \frac{Q}{v}$, so kommt mit $U = b$ aus Gl. 8 a und 13 des § 2:

$$d\,y = \frac{b\,v^3}{k^2 Q}\,d\,x + d\left(\frac{v^2}{2\,g}\right) \qquad 3$$

Ändert sich die Geschwindigkeit im Fluß gleichmäßig, so kann man bei a b n e h m e n d e m Gefälle und konstanter Breite für einen Querschnitt in der Entfernung x vom oberen Ende setzen:

$$v = v_0 - \frac{v_0 - v_1}{l}\,x$$

woraus

$$d\,v = -\frac{v_0 - v_1}{l}\,d\,x$$

also

$$d\,x = -\frac{l}{v_0 - v_1}\,d\,v$$

damit kommt aus Gl. 3

$$d\,y = -\frac{b\,l}{k^2 Q\,(v_0 - v_1)}\,v^3\,d\,v + d\left(\frac{v^2}{2\,g}\right) \qquad 4$$

woraus sich durch Integration:

$$y = -\frac{b\,l\,v^4}{4\,k^2 Q\,(v_0 - v_1)} + \frac{v^2}{2\,g} + C \qquad 5$$

ergibt. Für $y = 0$ ist $v = v_0$, also ist

$$C = \frac{b\,l\,v_0^4}{4\,k^2 Q\,(v_0 - v_1)} - \frac{v_0^2}{2\,g}$$

somit:

$$y = \frac{b\,l\,(v_0^4 - v^4)}{4\,k^2 Q\,(v_0 - v_1)} - \frac{v_0^2 - v^2}{2\,g} \qquad 6$$

Beispiel. Für $J_0 = 0{,}0036$ $J_1 = 0{,}0031$ $v_0 = 5{,}0$ $v_1 = 4{,}80$ $Q = 185$ $b = 12{,}9$ $x_1 = 3100$ ergibt sich unter Annahme von $k = 50$:

$$y_1 = 10{,}18 - 0{,}10 = 10{,}08 \text{ m}.$$

Ebenso kann man die Zwischenpunkte berechnen.

Führt man in Gl. 5 als Bedingung ein, daß für $v = v_1$ das Gefälle $y = y_1$ wird, so kommt aus Gl. 5:

$$y_1 = -\frac{b\,l\,v_1^4}{4\,k^2 Q\,(v_0 - v_1)} + \frac{v_1^2}{2\,g} + C, \text{ also mit } C = y_1 + \frac{b\,l\,v_1^4}{4\,k^2 Q\,(v_0 - v_1)} - \frac{v_1^2}{2\,g}$$

$$y = y_1 - \frac{b\,l\,(v^4 - v_1^4)}{4\,k^2 Q\,(v_0 - v_1)} + \frac{v^2 - v_1^2}{2\,g} \qquad 7$$

Da hieraus für $v = v_0$ sich $y = 0$ ergeben muß, so ist Nebenbedingung:

$$y_1 = \frac{b\,l\,(v_0^4 - v_1^4)}{4\,k^2 Q\,(v_0 - v_1)} - \frac{v_0^2 - v_1^2}{2\,g} \qquad 8$$

woraus sich bei bekanntem y_1, v_0, v_1 der erforderliche bzw. zulässige Wert von l ergibt.

Die vorstehenden Gleichungen finden Verwendung insbesondere bei der Berechnung von Durchstichen. Kann man dabei v = Constans voraussetzen, so erhält man mit $P = h$ und der kleinen Kutterschen Formel:

$$v = \frac{100\,h}{m + \sqrt{h}} \sqrt{J}$$

und mit

$$J_1 = J\,\frac{l}{l_1}$$

(wobei l die ursprüngliche, l_1 die neue infolge des Durchstichs verkürzte Flußstrecke bedeutet) die neue Wassertiefe h_1 aus

$$\frac{100\,h_1}{m + \sqrt{h_1}} \sqrt{J_1} = \frac{100\,h}{m + \sqrt{h}} \sqrt{J}$$

$$\frac{h_1}{m + \sqrt{h_1}} = \left(\frac{h}{m + \sqrt{h}} \sqrt{\frac{J}{J_1}}\right) \equiv X$$

$$h_1 = m\,X + \sqrt{h_1}\,X$$

Mit $\sqrt{h_1} = y$

kommt nach Umordnen

$$y = +\frac{X}{2} \pm \sqrt{\frac{X^2}{4} + m\,X}$$

woraus

$$h_1 = \left[\frac{X}{2} \pm \sqrt{\frac{X^2}{4} + m\,X}\right]^2 \qquad 9$$

Da auch Q konstant ist, so ist die neue Gerinnebreite b_1 zu bestimmen aus

$$Q = \frac{100\, h_1}{m + \sqrt{h_1}}\, b_1\, h_1 \sqrt{J_1}$$

woraus

$$b_1 = \frac{(m + \sqrt{h_1})\, Q}{100\, h_1^2 \sqrt{J_1}} \qquad 10$$

Diese Berechnungsweise kann natürlich wegen $v =$ Constans nur bei ganz kurzen Durchstichen Anwendung finden.

2. Wechsel von h und b bei $J =$ Constans.

Bei konstanter Wassermenge hat man nach Gl. 17 für zwei Profile mit gleichem J die beiden Beziehungen:

$$v_1^2 = k_1^2\, h_1\, J$$
$$v_2^2 = k_2^2\, h_2\, J$$

Ebenso ist mit $Q =$ Constans:

$$(Q \equiv)\; v_1 h_1 b_1 = v_2 h_2 b_2.$$

Nimmt man k in den beiden ersten Gleichungen ebenfalls konstant an, so erhält man:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{v_2^2}{v_1^2} = \frac{h_1^2 b_1^2}{h_2^2 b_2^2}$$

und hieraus:

$$\frac{h_2}{h_1} = \sqrt[3]{\frac{b_1^2}{b_2^2}}$$

woraus sich als erste Näherungsformel ergibt:

$$h_2 = h_1 \sqrt[3]{\frac{b_1^2}{b_2^2}} \qquad 11$$

(vgl. hierzu § 16, IV, Anm. 2). Diese Gleichung setzt Lorenz [135] S. 111 in die von ihm entwickelte Formel:

$$\frac{h_2^3}{h_1^3} = \frac{b_1^2}{b_2^2}\left(1 - 2\,\frac{h_1}{b_1} + 2\,\frac{h_2}{b_2}\right)$$

ein und erhält damit genauer:

$$\frac{h_2}{h_1} = \left(\frac{b_1}{b_2}\right)^{\frac{2}{3}} \left\{1 - \frac{2\,h_1}{3\,b_1}\left[1 - \left(\frac{b_1}{b_2}\right)^{\frac{5}{3}}\right]\right\}$$

oder umgekehrt:

$$\frac{b_2}{b_1} = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{\frac{3}{2}} \left\{1 - \frac{h_1}{b_1}\left[1 - \left(\frac{h_2}{h_1}\right)^{\frac{5}{2}}\right]\right\}$$

Diese Formeln können eventuell bei der Berechnung des Brückenstaus Verwendung finden (vgl. § 24).

§ 4. Formeln für Grundwasserbewegung.

Die folgenden Gleichungen setzen voraus:

1. Verhältnismäßig unbegrenzte Breite des Grundwasserbeckens bzw. -Stroms.
2. Zur undurchlässigen Sohle parallelen ebenen Grundwasserspiegel.
3. An allen Stellen des untersuchten Querschnitts gleiche Durchlässigkeit des Untergrunds.

Da diese Bedingungen sehr oft nicht oder nur teilweise erfüllt sind, so sind die Formeln mit Vorsicht anzuwenden und praktische Versuche nicht zu umgehen.

Für weitere Studien vgl. zunächst [204] Bd. 1, S. 378 ff. und die dort angegebene Literatur.

1. Geht man aus vom geometrischen Bruttoquerschnitt F des vom Grundwasser durchflossenen Untergrundes, so erhält man als mittlere Geschwindigkeit des Grundwassers:

$$v = kJ = k\frac{dy}{dx} \tag{1}$$

woraus

$$Q = kFJ \quad \text{und} \quad k = \frac{Q}{FJ} \tag{2}$$

Mit dem Porenvolumen φ ist der Nettoquerschnitt:

$$F' = \varphi F \tag{3}$$

und die Nettogeschwindigkeit:

$$v' = \frac{Q}{\varphi F} = \frac{v}{\varphi} \tag{4}$$

Setzt man in Gl. 2 $F = 1{,}00$ und $J = 1{,}00$, so bezeichnet man den Wert $e = Q_{F=1;\ J=1} = 1$ als Einheitsergiebigkeit.

2. Liegt ein langer Sammelkanal (Sickergalerie) mit seiner Sohle auf einer wagrechten undurchlässigen Schicht (Grundwasserbecken, Fig. 9), so ist die Gleichung der Absenkungskurve

$$z^2 = h^2 + \frac{2\,Q\,x}{l\,k} \tag{5}$$

wo z und x die Koordinaten der Kurve mit Nullpunkt in der Kanalsohle, h die Kanalwassertiefe und l die Kanallänge bezeichnen.

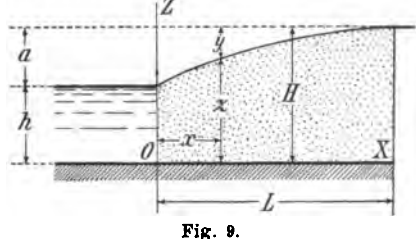


Fig. 9.

Für $x = L$ sei $z = H$; dann kommt, wenn H eine Konstante:

$$Q = \frac{l\,k}{2\,L}(H^2 - h^2) = \frac{a\,l\,k\,(H+h)}{2\,L} \tag{6}$$

Da dem Kanal von beiden Seiten Wasser zufließt (Grundwasserbecken), so ist das Ergebnis von Gl. 6 zu verdoppeln.

Nimmt l ab, so wächst der Einfluß des dem Kanal von den Stirnseiten her zufließenden Wassers und man erhält

$$Q = k\pi \frac{H^2 - h^2}{\ln \frac{2L}{l}} \tag{7}$$

3. Fängt eine Galerie die ganze ihr natürlich zufließende Wassermenge ab (Grundwasserstrom), so ist mit Gl. 2

$$Q = k L H J \tag{8}$$

4. Bei einem Einzelbrunnen mit freiem Spiegel in einem Grundwasserbecken (horizontale undurchlässige Sohle: ruhendes Grundwasser) (Fig. 10) gilt die Thiemsche Gleichung:

$$y^2 = (H - s)^2 + \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{x}{r} \tag{9}$$

Hieraus folgt:

$$Q = \pi k \frac{H^2 - (H - s)^2}{\ln \frac{R}{r}} \tag{10}$$

und schließlich

$$s = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{R}{r}} \tag{11}$$

5. Für einen Einzelbrunnen in fließendem Grundwasser (geneigte undurchlässige Sohle) behalten Gl. 10 und 11 ihre Geltung.

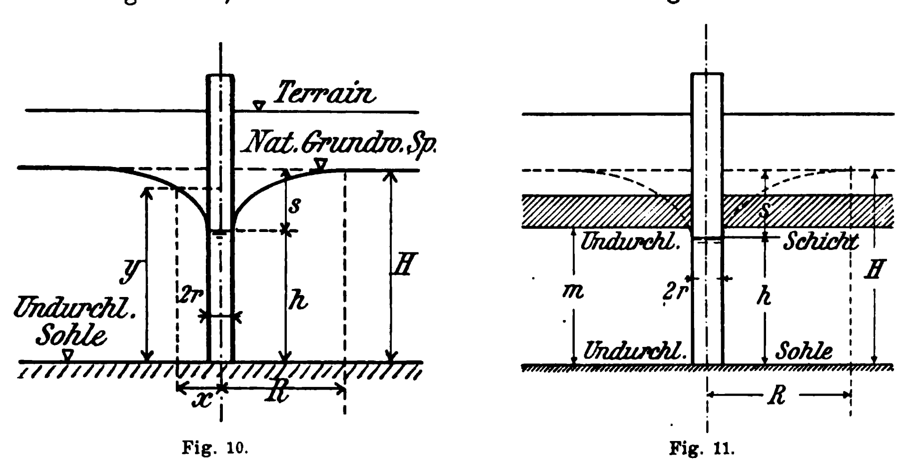


Fig. 10. Fig. 11.

6. Für einen Einzelbrunnen in einem artesischen Grundwasser ist mit den Buchstaben der Fig. 11:

$$Q = \frac{2\pi k m}{\ln \frac{R}{r}} s \tag{12}$$

Die Ergiebigkeit ist also linear proportional der Absenkung und die Gleichung gilt, einerlei ob es sich um einen Grundwasserstrom oder ein Grundwasserbecken handelt.

Soll ein Grundwasserstrom von der Breite L und der Gesamtwassermenge Q durch Brunnen von der Einzelleistung q vollständig ausgenutzt werden, so braucht man hierzu näherungsweise $n = Q : q$ Brunnen in einer gegenseitigen Entfernung $e = L : n = L\,q : Q$.

7. Bestimmung des Wertes k. Bei einem Brunnen (Fig. 10) ist der Durchgangsquerschnitt des Wassers in der Entfernung x vom Brunnenmittelpunkt $F = 2\pi x y$, also $v = Q : F = Q : 2\pi x y = k \frac{dy}{dx}$, woraus durch Integration

$$y^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln x + C \qquad 13$$

folgt. Durch zweimalige Anwendung dieser Gleichung erhält man mit $x = r$

$$k = \frac{Q_1 - Q_2}{\pi (y_1^2 - y_2^2)} \ln r \qquad 14$$

Aus Gl. 10 erhält man durch Umformen und mit

$$m = \frac{2\pi k H}{\ln \frac{R}{r}} = \text{Constans} \qquad 15$$

den Ausdruck

$$m = \frac{Q}{s} \qquad 16$$

worin m — die Ergiebigkeit pro Meter Absenkung — nach Thiem spezifische Ergiebigkeit genannt wird. Dieser Begriff ist bei nicht großen Absenkungen genügend genau und bequem in der Verwendung. — Über die A. Tiemsche Grundwassermengenbestimmung siehe [204] 1. Bd., S. 497.

8. Weitere Untersuchungen ergeben:

a) Fehler in der Bestimmung von R sind von vergleichsweise geringem Einfluß auf das Resultat.

b) Die Vergrößerung des Brunnendurchmessers hat (vgl. Gl. 10) nur einen geringen Einfluß auf die Ergiebigkeit: Vorzug der billigen Rohrbrunnen.

c) Die Größe H ist von bedeutendem Einfluß auf Q.

d) Zur rohen Bestimmung der Zeit T bis zum Eintritt des Beharrungszustandes kann man die Formel:

$$T = \frac{R - r}{86\,400\,k J} \quad \text{Tage} \qquad 17$$

verwenden [204] Bd. 1, S. 435.

§ 5. Gleichungen für Trapez- und verwandte Profile.

1. Vorbemerkungen.

Die Wassermenge Q ist in der Regel fest gegeben. Die Querschnittsgröße F ist maßgebend für die Aushubmenge, beeinflußt also in erster Linie die Kosten; der benetzte Umfang U ist das Maß für die etwaige Sohlen- und Uferbefestigung. Die Wassertiefe h ist oft durch Vorflutverhältnisse oder Geländegestaltung gegeben. Die Breite b kann durch rechtliche oder finanzielle Gründe (Geländeerwerb) innerhalb gewisser Grenzen eingeschlossen sein. Das Gefälle J hängt zunächst von P, F, U ab, doch kann es auch durch die vorgeschriebene Linienführung eines Gerinnes und durch das Böschungsmaterial bestimmt sein. Dieses bestimmt den Böschungswinkel φ (Neigung $1:p$), es sei denn, daß die Böschungen befestigt werden (vgl. § 7, Nr. 4).

Für die Geschwindigkeit $v = Q:F$ ist in § 7 eine Reihe von Zahlenangaben enthalten, v darf bestimmte untere und obere Grenzen nicht überschreiten, was durch die Wahl der Bestimmungsgrößen erreicht wird.

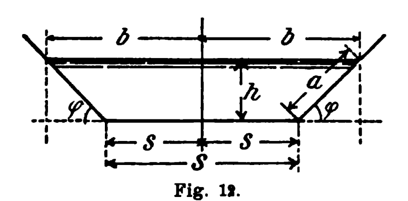


Fig. 12.

Allein die Größe von v wird auch durch die Bedingung bestimmt, daß $2b$ oder $2s$ und h (Fig. 12) stets reelle und positive Werte haben müssen. Die diesbezügliche Untersuchung wurde von Regierungsbaumeister Szivessy, Z. B. 1911, S. 506, durchgeführt und ergibt folgendes:

Die Bedingung für ein Paar reeller positiver Werte von b und h ist gegeben durch die Ungleichung:

$$f(v) \equiv v^9 + \mu v^8 + \frac{1}{32}\mu^3 v^6 - \frac{1}{2}\frac{A}{\mu} v^5 - \frac{1}{2} A v^4 - \frac{1}{16} A \mu v^3 + \frac{1}{32}\frac{A^2}{\mu} > 0 \qquad 1$$

wobei

$$\mu = 4\,k\,m\sqrt{J}$$

$$A = \frac{4\,Q\,k^4 J^2}{\sqrt{1+p^2} - p}$$

Hier entsprechen m und k den Werten in der kleinen Kutterschen Formel, p der Böschungsneigung $(1:p)$.

Im praktischen Fall ermittelt man zunächst die Koeffizientenwerte der obigen Ungleichung und dann am einfachsten mittels des Hornerschen sogenannten abgekürzten Divisionsverfahrens die Werte $f(v)$ für verschiedene v. Diese trägt man in einem Koordinatensystem [Ordinaten $f(v)$, Abszissen v] auf und hat damit ein Bild über die Grenzen, innerhalb deren v

sich bewegen darf, wenn b und h reelle positive Werte annehmen sollen. Ist das gefundene v_{max} technisch verwendbar, so erhält man hieraus sofort

$$F_{min} = \frac{Q}{v_{max}}$$

und die anderen erforderlichen Größen.

2. Allgemeine Gleichungen.

Mit

$$a = \frac{h}{\sin\varphi} \qquad s = b - h \operatorname{ctg}\varphi \qquad 2$$

kommt (vgl. Fig. 12)

$$F = h\,(2\,b - h \operatorname{ctg}\varphi) \qquad 3$$

$$U = 2\left(b - h \operatorname{tg}\frac{\varphi}{2}\right) \qquad 4$$

$$P = \frac{h\,(2\,b - h \operatorname{ctg}\varphi)}{2\left(b + h \operatorname{tg}\frac{\varphi}{2}\right)} \qquad 5$$

Hieraus lassen sich Gleichungen für Rechteck und Dreieck ableiten.

a) Ist gegeben die Wasserspiegelbreite $2\,b$ und die Wassertiefe:

$$h = n\,b \qquad 6$$

so folgt

$$F = n\,b^2\,(2 - n \operatorname{ctg}\varphi)$$

oder mit $c = 2\,n - n^2 \operatorname{ctg}\varphi$ $\qquad F = c\,b^2$ $\qquad$ 7

$$U = 2\,b\left(1 + n \operatorname{tg}\frac{\varphi}{2}\right) \qquad 8$$

und

$$P = \frac{n\,b}{2} \cdot \frac{2 - n \operatorname{ctg}\varphi}{1 + n \operatorname{tg}\frac{\varphi}{2}}$$

oder mit $c_1 = \dfrac{c}{2\left(1 + n \operatorname{tg}\frac{\varphi}{2}\right)}$ $\qquad P = c_1\,b$ $\qquad$ 9

Aus Gl. 7 folgt

$$b = \sqrt{\frac{F}{2\,n - n^2 \operatorname{ctg}\varphi}}$$

Damit geben Gl. 8 und 9:

$$U = 2\sqrt{F\,\frac{(1 + n \operatorname{tg}\varphi/_2)^2}{n\,(2 - n \operatorname{ctg}\varphi)}} \qquad 10$$

und

$$P = \frac{1}{2}\sqrt{F\,\frac{(2 - n \operatorname{ctg}\varphi)\,n}{(1 + n \operatorname{tg}\varphi/_2)^2}} \qquad 11$$

Beispiele. a) Ist gegeben J und das Querprofil (b, n und φ), so folgt:

$$v = k\sqrt{PJ} = \frac{100\sqrt{c_1 b}}{m+\sqrt{c_1 b}} \cdot \sqrt{c_1 b J} = \frac{100\, c_1 b \sqrt{J}}{m+\sqrt{c_1 b}}$$

und

$$Q = F v = \frac{100\, c\, c_1 b^3 \sqrt{J}}{m+\sqrt{c_1 b}}$$

b) Ist gegeben das Querprofil (b, n, φ) und v oder Q, so ergibt sich J aus

$$J = \frac{v^2}{k^2 P} = \frac{v^2 (m+\sqrt{c_1 b})^2}{10\,000\, c_1^2 b^2}$$

bzw.

$$J = \frac{Q^2}{k^2 F^2 P} = \frac{Q^2 (m+\sqrt{c_1 b})^2}{10\,000\, c_1^2 c^2 b^6}$$

c) Ist gegeben n, φ und J, sowie v oder Q, so erhält man:

$$b = \frac{v\,(m+\sqrt{c_1 b})}{100\, c_1 \sqrt{J}}$$

oder

$$b = \sqrt[3]{\frac{(m+\sqrt{c_1 b})\, Q}{100\, c\, c_1 \sqrt{J}}}$$

Diese Gleichung ergibt mit $\sqrt{b} = x$

$$100\, c\, c_1 \sqrt{J}\, x^6 - \sqrt{c_1}\, Q\, x - m\, Q = 0$$

Die Lösung findet sich durch punktweises Auftragen oder logarithmisch-graphisch nach Mehmke*).

Die Berechnungen werden erleichtert durch Tabelle 1.

b) Ist gegeben die Gerinnesohlenbreite $2\,s$ und die Wassertiefe

$$h = l\, s \qquad 12$$

so hat man:

$$b = s + h \operatorname{ctg} \varphi = (1 + l \operatorname{ctg} \varphi)\, s \qquad 13$$

$$a = \frac{h}{\sin \varphi} = \frac{l}{\sin \varphi}\, s \qquad 14$$

also

$$F = 2\, s\, h + h^2 \operatorname{ctg} \varphi = 2\, l\, s^2 + l^2 s^2 \operatorname{ctg} \varphi = (2\, l + l^2 \operatorname{ctg} \varphi)\, s^2$$

$$F = c\, s^2 \qquad 15$$

---

*) Für die häufig notwendige Auflösung von Gleichungen höheren Grads wird in manchen Fällen das folgende Verfahren gute Dienste leisten. Es sei z. B. gegeben die Gleichung:

$$5\, x^4 - 32\, x - 15 = 0$$

Mit $x = 1$ kommt $f(x) = -42$

Mit $x = 2$ kommt $f(x) = +1$

Die graphische Auftragung nach Fig. 13 ergibt den Wert $x = 1{,}95$ für $f(x) = 0$. Manchmal braucht man drei Punkte und mehr zur Aufzeichnung des Kurvenstücks. Die Annahme des ersten x-Wertes kann man stets ohne lange Überlegung machen.

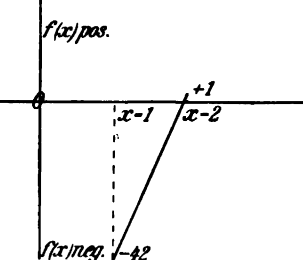


Fig. 13.

Tabelle 1. **Trapezoidales Profil. Rechnungsgrößen, wenn gegeben die Spiegelbreite $2b$.**

Böschung	φ	$\sin\varphi = n$ (Gl. 28)	$\frac{n}{\sin\varphi}$	$\cos\varphi$	$\operatorname{ctg}\varphi$	c	c_1	c	c_1
								für max Q und max v mit Gleich. 28	
1 : 0	90°	1,000	$1{,}000 \cdot n$	0,000	0,000	$2n$	$\frac{c}{2n+2}$	2,000	0,5000
1 : $^1/_2$	63° 26′	0,894	$1{,}119\ n$	0,447	0,500	$2n - 0{,}500\,n^2$	$\frac{0{,}894 \cdot c}{1{,}106\,n + 1{,}788}$	1,387	0,4466
1 : 1	45°	0,707	$1{,}414 \cdot n$	0,707	1,000	$2n - n^2$	$\frac{0{,}707 \cdot c}{0{,}586\,n + 1{,}414}$	0,916	0,3561
1 : 1$^1/_4$	38° 40′	0,625	$1{,}600 \cdot n$	0,781	1,250	$2n - 1{,}25\,n^2$	$\frac{0{,}625\ c}{0{,}438\,n + 1{,}250}$	0,761	0,3122
1 : 1$^1/_2$	33° 41′	0,555	$1{,}803 \cdot n$	0,832	1,500	$2n - 1{,}5\,n^2$	$\frac{0{,}555 \cdot c}{0{,}336\,n + 1{,}116}$	0,648	0,2772
1 : 1$^3/_4$	29° 45′	0,496	$2{,}016 \cdot n$	0,868	1,750	$2n - 1{,}75\,n^2$	$\frac{0{,}496 \cdot c}{0{,}264\,n + 0{,}992}$	0,562	0,2478
1 : 2	26° 34′	0,447	$2{,}237 \cdot n$	0,894	2,000	$2n - 2\,n^2$	$\frac{0{,}447 \cdot c}{0{,}212\,n + 0{,}894}$	0,494	0,2233
1 : 2$^1/_2$	21° 48′	0,371	$2{,}695 \cdot n$	0,928	2,500	$2n - 2{,}5\,n^2$	$\frac{0{,}371 \cdot c}{0{,}144\,n + 0{,}742}$	0,397	0,1852
1 : 3	18° 26′	0,316	$3{,}165 \cdot n$	0,949	3,000	$2n - 3\,n^2$	$\frac{0{,}316 \cdot c}{0{,}102\,n + 0{,}632}$	0,332	0,1579
1 : 4	14° 2′	0,242	$4{,}132 \cdot n$	0,970	4,000	$2n - 4\,n^2$	$\frac{0{,}242\ c}{0{,}060\,n + 0{,}484}$	0,252	0,1223
1 : 5	11° 19′	0,196	$5{,}097 \cdot n$	0,981	5,000	$2n - 5\,n^2$	$\frac{0{,}196\ c}{0{,}038\,n + 0{,}392}$	0,200	0,0981

wobei $c = 2\,l + l^2 \operatorname{ctg} \varphi$ 16

ferner $U = 2\,s + 2\,a = 2\,s\left(1 + \frac{l}{\sin\varphi}\right)$ 17

und $P = \frac{F}{U} = \frac{c\,s}{2\left(1 + \frac{l}{\sin\varphi}\right)}$ 18

oder $P = c_1\,s$ 19

wobei $c_1 = \frac{c \sin\varphi}{2\,(\sin\varphi + l)}$ 20

Man beachte, daß die Werte c und c_1 in diesen Ableitungen a n d e r e Werte darstellen, als im Abschnitt 2 a.

Die Berechnungen werden erleichtert durch Tabelle 2.

Beispiele. a) Ist gegeben s oder h, sowie J, l und φ, so erhält man:

$$v = k\sqrt{P\,J} = \frac{100\sqrt{c_1\,s}}{m + \sqrt{c_1\,s}} \cdot \sqrt{c_1\,s\,J} = \frac{100\,c_1\,s\sqrt{J}}{m + \sqrt{c_1\,s}}$$

$$Q = F \cdot v = \frac{100\,c\,c_1\,s^3\sqrt{J}}{m + \sqrt{c_1\,s}}$$

Trapezoidales Profil. Rechnungsgrößen, wenn gegeben die Sohlenbreite $S = 2\,s$.

Tabelle 2.

Böschung	φ	$\operatorname{ctg}\frac{\varphi}{2} = l$ (Gleich. 36)	c	c_1	c für max Q und max v mit Gleich. 35	c_1 für max Q und max v mit Gleich. 35
1:0	90°	1,000	$2\,l$	$\frac{1{,}00 \cdot c}{2 + 2\,l}$	2,000	0,500
1:½	63° 26′	1,618	$2\,l + 0{,}50\,l^2$	$\frac{0{,}894 \cdot c}{1{,}788 + 2\,l}$	4,545	0,809
1:1	45°	2,414	$2\,l + 1{,}0\,l^2$	$\frac{0{,}707 \cdot c}{1{,}414 + 2\,l}$	10,655	1,207
1:1¼	38° 40′	2,850	$2\,l + 1{,}25\,l^2$	$\frac{0{,}625\ c}{1{,}250 + 2\,l}$	15,853	1,426
1:1½	33° 41′	3,303	$2\,l + 1{,}5\,l^2$	$\frac{0{,}555 \cdot c}{1{,}110 + 2\,l}$	22,973	1,635
1:1¾	29° 46′	3,763	$2\,l + 1{,}75\,l^2$	$\frac{0{,}497 \cdot c}{0{,}992 + 2\,l}$	32,306	1,881
1:2	26° 34′	4,236	$2\,l + 2\,l^2$	$\frac{0{,}447 \cdot c}{0{,}894 + 2\,l}$	44,360	2,117
1:2½	21° 48′	5,193	$2\,l + 2{,}5\,l^2$	$\frac{0{,}371 \cdot c}{0{,}742 + 2\,l}$	77,804	2,594
1:3	18° 26′	6,163	$2\,l + 3\,l^2$	$\frac{0{,}316 \cdot c}{0{,}632 + 2\,l}$	126,218	3,078
1:4	14° 2′	8,125	$2\,l + 4\,l^2$	$\frac{0{,}243 \cdot c}{0{,}485 + 2\,l}$	280,313	4,053
1:5	11° 19′	10,093	$2\,l + 5\,l^2$	$\frac{0{,}196 \cdot c}{0{,}392 + 2\,l}$	529,529	5,043

b) Ist gegeben s oder h, sowie φ, l und Q oder v, so erhält man:

$$J = \frac{v^2}{k^2 P} = \frac{v^2 (m + \sqrt{c_1 s})^2}{10\,000\, c_1^2 s^2}$$

$$J = \frac{Q^2}{k^2 F^2 P} = \frac{Q^2 (m + \sqrt{c_1 s})^2}{10\,000\, c^2 c_1^2 s^6}$$

c) Ist gegeben J, l und φ, sowie v oder Q, so erhält man:

$$s = \frac{v (m + \sqrt{c_1 s})}{100\, c_1 \sqrt{J}}$$

oder

$$s = \sqrt[3]{\frac{Q (m + \sqrt{c_1 s})}{100\, c\, c_1 \sqrt{J}}}$$

Die Berechnungen werden erleichtert durch Tabelle 2. Die etwa nötigen Werte sin φ und ctg φ findet man in Tabelle 1.

3. Aufgaben.

1. Gesucht der Wert $P = \frac{F}{U}$, wenn gegeben sind v, J und m (nach Kutter). — Nach Kutter (§ 11) hat man

$$v = k \sqrt{P J} = \frac{100\, P \sqrt{J}}{m + \sqrt{P}}$$

woraus folgt:

$$m v + v \sqrt{P} - 100\, P \sqrt{J} = 0$$

Mit $\sqrt{P} = x$ ist

$$100\, x^2 \sqrt{J} - v x - m v = 0$$

womit x und P zu ermitteln. Dann können die Formeln für die einzelnen Profile angewandt werden.

2. Bei Berechnung eines rechteckigen Profils sei v die Geschwindigkeit bei der angenommenen Profilbreite b und der erhaltenen Tiefe h. Es soll nun Q um den kleinen Wert ΔQ größer oder kleiner werden. Kann man b beibehalten und bei kleinem ΔQ den Wert v als richtig ansehen, so besteht nach Koženy O. W. B. 1912, Heft 41 die Beziehung:

$$\Delta Q = v \Delta F + \frac{Q \delta}{2 + \delta}, \text{ wo } \delta = \frac{\Delta h}{P} \qquad 21$$

Brauchbare Werte soll auch liefern die Gleichung

$$\Delta Q = \frac{4}{3} b v \Delta h \qquad 21\text{a}$$

3. Gesucht das Gefälle J, wenn gegeben Q, φ, h und v_m als nicht zu überschreitende Geschwindigkeit. — Mit Gl. 3

$$F = 2 b h - h^2 \operatorname{ctg} \varphi \quad \text{und} \quad F = Q : v_m \text{ folgt:}$$

$$b = \frac{h^2 \operatorname{ctg} \varphi + \frac{Q}{v_m}}{2 h}$$

Mit b und h erhält man P und k und hieraus:

$$J = \frac{v_m^2}{k^2 \cdot P} \qquad 22$$

Ergibt sich dieses Gefälle im vorliegenden Fall als:

zu groß, so muß ein kleineres v gewählt werden, als das Bodenmaterial zuläßt;

zu klein, so kann man Abstürze anlegen, um das nötige Gesamtgefälle zu erhalten, oder man macht $v > v_m$, muß aber dann eventuell Sohle und Wände des Gerinnes befestigen.

4. Gesucht der Querschnitt, wenn gegeben Q, v_m, φ, J und h. Mit Gl. 3 u. 5 ergibt sich:

$$\frac{Q^2}{k^2 J} = \frac{h^3 (2b - h \operatorname{ctg} \varphi)^3}{2(b + h \operatorname{tg} \varphi/_2)} \qquad 23$$

Man findet hieraus b durch allmähliche Annäherung. Man nimmt zunächst einen Wert k_1 an, berechnet hieraus b_1, P_1, v_1, und damit k_2 usw. Wird schließlich $v > v_m$, so muß man eventuell h verkleinern oder das Profil befestigen.

5. Direkte Berechnung eines Profils, wenn gegeben Q, v_m, J, φ (nach G. Schmidt, Techn. Blätter, Prag 1881, Heft 4).

Aus

$$v = \frac{100\sqrt{P}}{m + \sqrt{P}} \sqrt{PJ}$$

erhält man mit $\sqrt{P} = x$

$$10\,000\, J x^4 - v^2 x^2 - 2 m v^2 x - v^2 m^2 = 0 \qquad 24$$

woraus sich der Wert von x und $x^2 = P$ ergibt.

Aus Gl. 7 und 9 ergibt sich ein Hilfswert:

$$a \equiv \frac{P^2}{F} = \frac{n}{4} \cdot \frac{2 - n \operatorname{ctg} \varphi}{(1 + n \operatorname{tg} \varphi/_2)^2} \qquad 25$$

und man erhält für n die Gleichung:

$$n = \frac{1 - 4a \operatorname{tg} \varphi/_2 \pm \sqrt{1 - 8a \operatorname{tg} \varphi/_2 - 4a \operatorname{ctg} \varphi}}{\operatorname{ctg} \varphi + 4a \operatorname{tg}^2 \varphi/_2} \qquad 26$$

Diese Gleichung ergibt aber nur so lange reelle Werte von n, als

$$1 - (8 \operatorname{tg} \varphi/_2 + 4 \operatorname{ctg} \varphi)\, a \geqq 0$$

also

$$a \leqq \frac{1}{8 \operatorname{tg} \varphi/_2 + 4 \operatorname{ctg} \varphi} \qquad 27$$

Gang der Rechnung. Man bestimmt P aus Gl. 24, berechnet Gl. 25, prüft, ob die Bedingung 27 zutrifft, ermittelt n aus Gl. 26, b aus Gl. 9, h aus $h = nb$ und zur Kontrolle F aus $F = n b^2 (2 - \operatorname{ctg} \varphi)$.

4. Wirtschaftliche Trapezquerschnitte.

Bei der Berechnung wirtschaftlicher Trapezquerschnitte ist zu unterscheiden der Fall ohne Berücksichtigung und der Fall mit Berücksichtigung

der Betriebskosten. Um den letzteren Fall handelt es sich bei Wasserkraftkanälen. — Wir behandeln zunächst den ersten Fall, bei welchem man zu unterscheiden hat: eine Maximumbedingung für den Profilradius und (bei hohen Bodenpreisen) eine Minimumbedingung für die Profilbreite.

A. Maximumbedingung für P. Bei gegebener Querschnittsgröße muß es ein Verhältnis $h = n\,b$ geben, für welches P und damit auch v und Q ein Maximum werden. Man erhält als Maximumbedingung

$$n = \sin\varphi \quad \text{also} \quad h = b \sin\varphi \qquad 28$$

Geometrisch gesprochen tritt, wenn F und $\sin\varphi$ der Größe nach gegeben sind, ein Minimum von U und damit ein Maximum von P, v, Q ein, wenn ein Kreisbogen, mit dem Halbmesser h aus der Mitte des Wasserspiegels geschlagen, die Böschungen und die Sohle des Profils berührt.

Fig. 14.

Mit der Bedingung Gl. 28 erhält man aus Gl. 6 bis 8 folgende speziellen Werte:

$$a = \frac{h}{\sin\varphi} = b \qquad 29$$

$$s = b\,(1 - \cos\varphi) \qquad 30$$

$$F = b^2 \sin\varphi\,(2 - \cos\varphi) = \frac{h^2}{\sin\varphi}\,(2 - \cos\varphi) \qquad 31$$

$$U = 2\,b\,(2 - \cos\varphi) \quad \text{oder mit 31:} \quad U = 2\sqrt{\frac{2 - \cos\varphi}{\sin\varphi}\,F} \qquad 32$$

$$P = \frac{b}{2}\sin\varphi = \frac{h}{2} \quad \text{oder mit 31:} \quad P = \frac{1}{2}\cdot\sqrt{\frac{\sin\varphi}{2 - \cos\varphi}\,F} \qquad 33$$

$$h = 2\,P = b \sin\varphi \qquad 34$$

Mit $h = b \sin\varphi$ ergibt sich neben $n = \sin\varphi$ auch $l = \operatorname{ctg}\varphi/_2$ 35

und daraus sind die Werte $h : 2\,b$ und $h : 2\,s$ in der folgenden Tabelle berechnet.

Tabelle 3. Verhältniszahlen für günstigste Profilformen : P_{max}

Böschung	1 : 0	1 : 0,5	1 : 1	1 : 1¼	1 : 1½	1 : 1¾	1 : 2	1 : 2½	1 : 3	1 : 4	1 : 5
Böschungswinkel	90°	63° 20′	45°	38° 40′	33° 41′	29° 46′	26° 34′	21° 48′	18° 26′	14° 2′	11° 19′
$h : 2\,b$	0,5	0,447	0,354	0,313	0,278	0,249	0,223	0,186	0,158	0,122	0,098
$h : 2\,s$	0,5	0,809	1,207	1,425	1,652	1,882	2,118	2,597	3,082	4 063	5,047

Eine praktische Grenze für die Verwendbarkeit solcher Profile wird häufig die Bedingung $v \leq v_m$ ergeben, wo v_m die höchstzulässige Geschwindigkeit ist.

Formt man die Gl. 7—9 mit $\varphi = 90^0$ für ein Rechteckprofil um, so kommt mit Gl. 30 hierfür:

$$h = b \qquad F = 2\,b^2 \qquad U = 4\,b \qquad P = 0{,}5 \cdot b \qquad h = \sqrt{\frac{F}{2}} \qquad 36$$

Kleine Bewässerungsrinnen führt man in der Regel rechteckig aus und macht dabei h etwas größer als b.

Aufgaben. 1. Gesucht das Gefälle J, wenn gegeben Q, v_m, φ, $n = \sin\varphi$.

Aus $F = Q : v_m$ und $F = b^2 \sin\varphi\,(2 - \cos\varphi)$ ergibt sich:

$$b = \sqrt{\frac{Q}{\sin\varphi\,(2 - \cos\varphi)\,v_m}} \qquad 37$$

Dann folgt mit

$$P = \frac{b}{2}\sin\varphi \qquad k = \frac{100\sqrt{P}}{m + \sqrt{P}} \quad \text{und} \quad J = \frac{v_m^2}{k_2 P}$$

vgl. hierzu die Bemerkungen zu Aufgabe 3 auf Seite 26.

2. Profilberechnung, wenn gegeben Q, φ, J, v_m, $n = \sin\varphi$.

Aus Gl. 31 und 33 folgt

$$\frac{P^2}{F} = \frac{\sin\varphi}{4\,(2 - \cos\varphi)}$$

Mit $Q = kF\sqrt{PJ}$ wird $F = Q : k\sqrt{PJ}$

und folgt:

$$P = \sqrt[5]{\left(\frac{\sin\varphi}{2 - \cos\varphi}\right)^2 \cdot \frac{Q^2}{16\,k^2 J}} \qquad 38$$

Diese Gleichung wird mit

$$c = \left(\frac{\sin\varphi}{2 - \cos\varphi}\right)^2 \cdot \frac{Q^2}{16\,J}$$

auf die Form

$$P = \sqrt[5]{\frac{c}{k^2}} \qquad 39$$

gebracht.

Die Lösung kann auf zweierlei Weise erfolgen.

a) Durch Annahme von k. Mit angenommenem k_1 kommt aus Gl. 38 P_1, damit erhält man k_2 usw. Die Berechnung wird am besten tabellarisch durchgeführt. Man erhält so zunächst einen Wert für P.

b) Durch direkte Berechnung.

Aus Gl. 39 folgt:

$$c = \left(\frac{100\sqrt{P}}{m + \sqrt{P}}\right)^2 \cdot P^5$$

Mit $\sqrt{P} = x$ erhält man durch Ausmultiplizieren

$$10\,000\,x^{12} - c\,x^2 - 2\,m\,c\,x - m^2 c = 0$$

eine Gleichung, deren Wurzeln durch punktweises Auftragen oder logarithmisch-graphisch gefunden werden können. Damit erhält man den Wert von P.

Die weitere Berechnung ergibt: b aus Gl. 33; h aus Gl. 34; F aus Gl. 31 und $v = Q : F$.

Würde $v > v_m$ ausfallen, so müßte man entweder das Profil befestigen oder $n < \sin\varphi$ wählen, also auf ein sogenanntes „günstigstes Profil" verzichten. Vgl. hierzu Anm. 1 dieses Paragraphen.

Beispiel. In einem Boden mit $\varphi = 29^0\,45'$ ($1 : 1^3/_4$) soll ein Graben mit $Q = 4$ cbm, $v_m = 0{,}8$—$1{,}0$ m bei $J = 0{,}0009$ angelegt werden. Welches ist sein günstigstes Profil? (Lösung durch Annahme von k.)

Es ist hier mit Gl. 39

$$c = 213{,}32 \text{ und damit } P = \sqrt[5]{\frac{213{,}32}{k^2}}$$

Angenommen sei $k = 35{,}6$ und $m = 1{,}5$ in der Kutterschen Formel.

	1. Versuch	2. Versuch
$\log k$	1.55160	1.55392
$\log k^2$	3.10320	3.10784
$\log 213{,}32$	2.32902	2.32902
$\log P^5$	4.22582−5	4.22118−5
$\log P$	0.84516—1	0.84424—1
$P =$	0,7001	0,6986
$\log \sqrt{P}$	0.92258—1	0.92212−1
$\sqrt{P} =$	0,837	0,836
$m + \sqrt{P} =$	2,337	2,336
$\log (m + \sqrt{P})$	0.36866	0.36847
$\log 100 \sqrt{P}$	1.92258	1.92212
$\log k$	1.55392	1.55365
k	35,80	35,78

Es ist also $k = 35{,}8$ und hieraus $P = 0{,}70$.

B. Minimumbedingung für b. Gegeben Q und φ. Gesucht der Wert $n = b : h$, für welchen b ein Minimum wird. Diese Bedingung kann bei hohen Bodenpreisen gegeben sein.

Mit Gl. 9 folgt:

$$v = k\sqrt{P\,J} = k\sqrt{\frac{n\,b}{2} \cdot \frac{2 - n \operatorname{ctg} \varphi}{1 + n \operatorname{tg} \varphi/_2} \cdot J}$$

Dies gibt mit Gl. 7:

$$\frac{Q}{v} \equiv F = \frac{Q}{k}\sqrt{\frac{2}{n\,b\,J} \cdot \frac{1 + n \operatorname{tg} \varphi_2}{2 - n \operatorname{ctg} \varphi}} = n\,b^2\,(2 - n \operatorname{ctg} \varphi)$$

woraus

$$b = \sqrt[5]{\frac{Q^2}{k^2} \cdot \frac{2}{J} \cdot \frac{1 + n \operatorname{tg} \varphi/_2}{(2 - n \operatorname{ctg} \varphi)^3\,n^3}} \qquad 40$$

Vernachlässigt man zunächst, daß $k = f\,(b, n)$, so wird b ein Minimum, wenn dies bei dem dritten Bruch unter der Wurzel der Fall ist. Seine Ableitung nach n ergibt als Minimumbedingung:

$$\frac{n^3\,(2 - n \operatorname{ctg} \varphi)^3 \operatorname{tg} \varphi/_2 - (24\,n^2 - 48\,n^3 \operatorname{ctg} \varphi + 30\,n^4 \operatorname{ctg}^2 \varphi + 6\,n^5 \operatorname{ctg}^3 \varphi)\,(1 + n \operatorname{tg} \varphi/_2)}{(2 - n \operatorname{ctg} \varphi)^6\,n^6} = 0 \qquad 41$$

Es handelt sich tatsächlich um ein Minimum, da $\frac{d^2 y}{d\,n^2} > 0$ ist.

Aus Gl. 41 folgt nach Schmidt:

$$(2{,}25 \operatorname{tg} \varphi/_2 \operatorname{ctg} \varphi)\,n^2 + (3 \operatorname{ctg} \varphi - 2 \operatorname{tg} \varphi/_2)\,n = 3 \qquad 42$$

woraus sich n ergibt. Dies setzt man in Gl. 40 ein und berechnet wie bei dem vorhergehenden Beispiel b mit k unter allmählicher Annäherung.

Die folgenden Werte von $n = b : h$ geben einen Überblick

Böschung	1 : 1	1 : 1½	1 : 2
$n =$	0,95	0,66	0,50

V e r ä n d e r l i c h k e i t v o n P. Setzt man in Gl. 12 beispielsweise $\varphi = 45^0$, so erhält man mit $F = \text{const.}$

für $n =$	0,25	0,50	0,707 = sin φ	1,00	1,50
$P =$	$0{,}29\sqrt{F}$	$0{,}36\sqrt{F}$	$0{,}37\sqrt{F}$	$0{,}36\sqrt{F}$	$0{,}27\sqrt{F}$

Man sieht hieraus, daß man den Wert n ziemlich stark ändern kann, ohne eine große Änderung von P gegenüber P_{max} zu erhalten.

Ist h die Wassertiefe, B die gesamte Wasserbreite eines Rechteckprofils, so wird mit $h = m \cdot B$ $P = \frac{m\,B}{2\,m + 1}$. Hieraus ergibt sich, daß die Vertiefung eines Profils Einfluß auf P hat.

C. Profilberechnung unter Berücksichtigung der Betriebskosten.

Bei Wasserkraftanlagen hängt vom Profil der Werkkanäle deren Gefälle und hievon das Absolutgefälle, sowie gemäß der bekannten Formel

$$N_{PS} = 10\, Q_{cbm/sek}\, H$$

die Leistung des Werkes ab. Die wirtschaftliche Profilberechnung muß also die Betriebskosten und die Verzinsung der Anlagekosten für das ganze Werk berücksichtigen. Ein hiefür brauchbares Rechnungsverfahren hat L u d i n in seinem Werk: Die Wasserkräfte usw., Berlin 1913, sowie in „Die Wasserwirtschaft“, 1914, S. 51 entwickelt, worauf wir verweisen, ebenso wie auf den Aufsatz von K r e s n i k in Ö. W. B. 1912, H. 4.

5. Abgekürzte Berechnung trapezoidaler Querschnitte.

Bei Verwendung von Verhältniszahlen und Einführung des Füllungsgrades von Trapezprofilen ergibt sich zur Berechnung der Geschwindigkeit und Wassermenge eine bequeme und rasche Näherungsmethode, welche hier mit der kleinen K u t t e r schen Formel und $m = 1{,}5$ durchgeführt ist.

Setzt man, wie in Fig. 12 $2\,s = S$ und bezeichnet mit y das Verhältnis $S : h$, so wird $y = 1$ für $S = h$.

Tabelle 18 enthält nun für $y = 1$ und Sohlenbreiten $S = 1$ bis 20 m Werte $C_{y=1} = v : \sqrt{J}$. (Es wäre ebenso möglich gewesen, gleich die Werte von Q zu ermitteln, allein die Bestimmung von Q aus v und F ist genauer.)

Diese $C_{y=1}$-Werte multipliziert man für beliebige y-Werte mit den Abszissenwerten E, die man aus der Tafel S. 32 erhält, worin leicht für jedes Profil zwischen $S = 1$ und $S = 20$ interpoliert werden kann. Die nötigen Formeln für Querschnittswerte bei verschiedenen Füllungsgraden finden sich am Fuß von Tabelle 4.

Beispiel. Welche Wassermenge fließt durch ein Trapezprofil mit zweifacher Böschung von $S = 5$ $h = 1{,}0$ bei $J = 0{,}0009$ und $m = 1{,}5$?

Es ist $y = \frac{h}{S} = 0{,}2$

Damit folgt aus der Tafel S. 32, Nr. V: $E = 0{,}35$. Aus Tabelle 4 Kolumne 6 kommt für $S = 5{,}0$ als Ordinatenwert $C_{y=1} = \frac{v}{\sqrt{J}} = 86{,}8$.

Hieraus folgt: $\frac{v}{\sqrt{J}} E = 86{,}8 \,.\, 0{,}35 = 30{,}5$

$$v = 30{,}5 \sqrt{J} = 30{,}5 \sqrt{0{,}0009} = 0{,}915 \text{ m}$$

Mit dem F-Wert am Fuß von Tabelle 4 ist:

$$F = (0{,}2 + 0{,}08) \,.\, 25 = 7{,}00 \text{ qm}$$

woraus $Q = v\, F = 6{,}4$ cbm/sek.

Nach der gewöhnlichen etwas genaueren Berechnungsmethode hätte man erhalten:

$$F = 7{,}0 \quad U = 9{,}47 \quad P = 0{,}739 \quad \sqrt{P} = 0{,}86$$

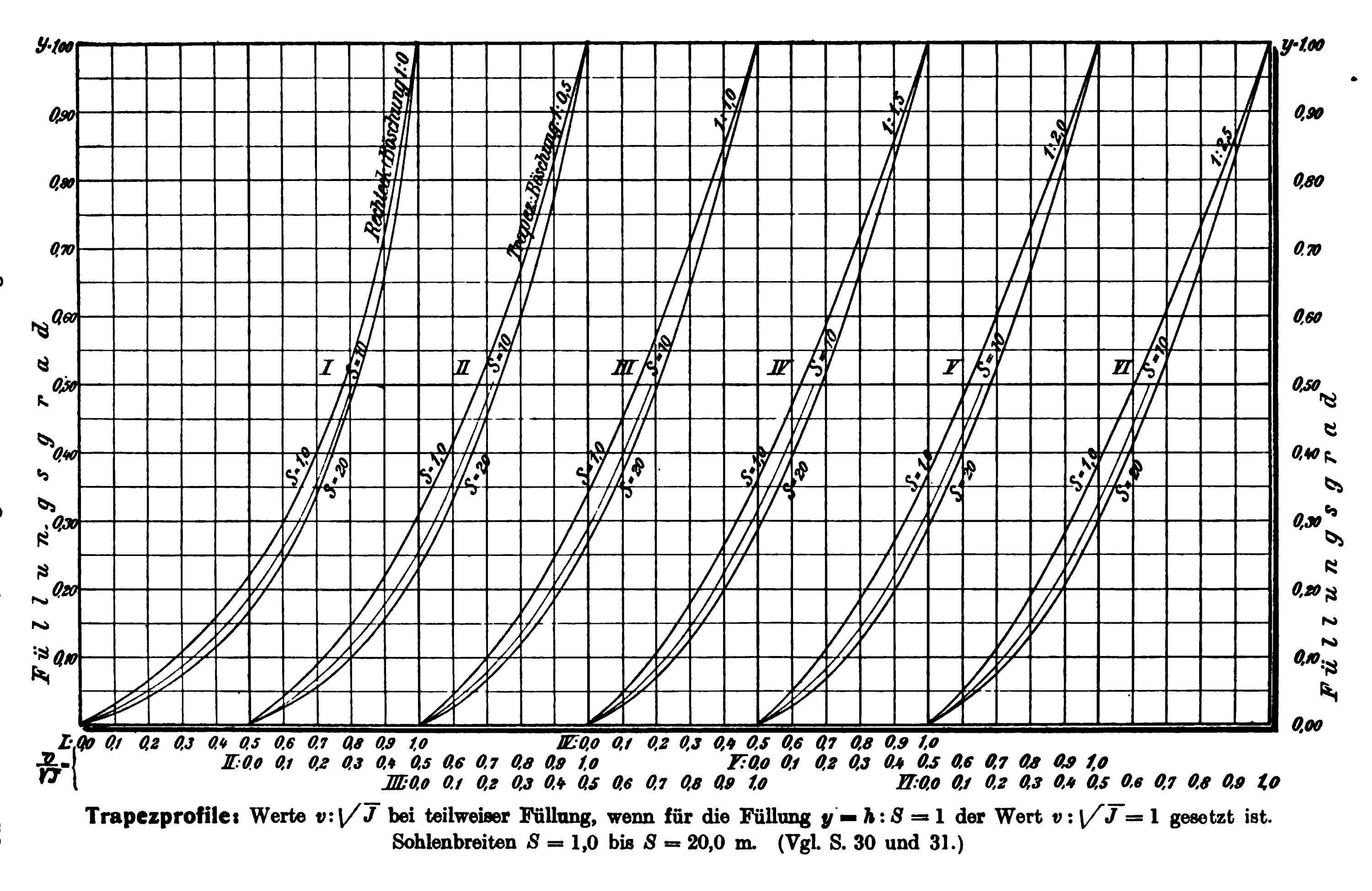
$$v = \frac{73{,}9}{1{,}5 + 0{,}86} \cdot \sqrt{0{,}0009} = 0{,}95$$

und $Q = 0{,}95 \,.\, 7 = 6{,}65$ cbm/sek.

Tabelle 4. Abgekürzte Berechnung trapezoidaler Profile.

$2s = S_{\text{meter}}$	Rechteck	Trapezprofil				
	Bösch. 1:0	1:0,5	1:1	1:1,5	1:2	1:2,5
1	2	3	4	5	6	7
1	16,0	21,3	23,5	24,3	24,5	24,5
2	28,6	37,7	41,4	42,7	43,1	43,1
3	40,0	51,9	56,9	58,6	59,2	59,2
4	50,2	64,9	70,9	73,1	73,7	73,7
5	59,7	76,7	83,8	86,1	86,8	86,8
6	68,7	87,9	95,8	98,6	99,3	99,3
7	77,1	98,3	107,1	109,9	110,8	110,8
8	85,3	108,2	117,9	121,0	121,9	121,9
9	92,9	117,9	128,0	131,5	132,5	132,6
10	100,2	127,1	138,2	141,9	142,9	143,0
11	107,4	135,7	147,6	151,3	152,6	152,8
12	114,2	144,3	156,6	160,0	162,0	162,2
13	120,9	152,5	165,2	169,8	171,1	171,3
14	127,5	160,6	173,8	178,7	180,0	180,2
15	133,8	168,3	182,4	187,0	188,3	188,5
16	140,1	175,8	190,8	195,2	196,6	196,9
17	146,0	183,1	198,4	203,2	204,5	204,8
18	151,9	190,2	206,0	211,0	212,4	212,8
19	157,8	197,3	213,5	218,7	220,2	220,7
20	163,6	204,5	221,0	226,1	227,5	228,0

Böschung	F für variable $y = h : S$	Böschung	F für variable $y = h : S$
1:0	$F = y S^2$	1:1,5	$F = \left(y + \frac{3y^2}{2}\right) S^2$
1:0,5	$F = \left(y + \frac{y^2}{2}\right) S^2$	1:2,0	$F = \left(y + \frac{4y^2}{2}\right) S^2$
1:1,0	$F = \left(y + \frac{2y^2}{2}\right) S^2$	1:2,5	$F = \left(y + \frac{5y^2}{2}\right) S^2$



Trapezprofile: Werte $v:\sqrt{J}$ bei teilweiser Füllung, wenn für die Füllung $y = h:S = 1$ der Wert $v:\sqrt{J} = 1$ gesetzt ist. Sohlenbreiten $S = 1{,}0$ bis $S = 20{,}0$ m. (Vgl. S. 30 und 31.)

6. Sonstige Profilformen.

a) Abgerundete nach oben offene Profile. Häufig werden Profile verwendet, wie sie in nachstehender Fig. 15 dargestellt sind: an der Sohle ein Kreis, der tangential an die unter dem Winkel φ geneigten Böschungswände anschließt. Ist R der Radius des Sohlenkreises, φ der Böschungswinkel und b die halbe Wasserbreite, so wird:

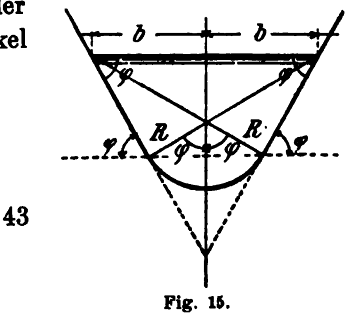


Fig. 15.

$$\left.\begin{aligned} F &= b^2 \operatorname{tg} \varphi - R^2 (\operatorname{tg} \varphi - \varphi) \\ U &= \frac{2b}{\cos \varphi} - 2R (\operatorname{tg} \varphi - \varphi) \\ P &= \frac{F}{U} = \frac{b^2 \operatorname{tg} \varphi - R^2 (\operatorname{tg} \varphi - \varphi)}{\frac{2b}{\cos \varphi} - 2R (\operatorname{tg} \varphi - \varphi)} \\ &= \frac{R F \cos \varphi}{2 (F \cos \varphi + 2bR - b^2 \sin \varphi)} \end{aligned}\right\} \quad 43$$

Soll das Verhältnis von R zu b so gestaltet werden, daß bei bestimmter Profilfläche die Anordnung dem Maximum der Geschwindigkeit bzw. der Wassermenge entspricht, so muß $R = b \cdot \sin \varphi$ sein, d. h. der Mittelpunkt des die Böschungen tangierenden Sohlenkreises muß in der Wasserspiegelmitte liegen (s. Fig. 16).

Fig. 16.

Hiermit erhält man:

$$F = b^2 (\sin \varphi \cos \varphi + \varphi \sin^2 \varphi)$$
$$U = 2b (\cos \varphi + \varphi \sin \varphi)$$
$$\frac{F}{U} = P = b \cdot \frac{\sin \varphi}{2} = \frac{R}{2}$$

Man kann den gekrümmten Profilteil eventuell pflastern, auch wenn die ebenen Wände unbefestigt bleiben (vgl. das in § 9 über Schleppkraft Gesagte).

b) Unregelmäßige Profile. Bei Profilen, welche der mathematischen Flächenbestimmung und Umfangsbestimmung nicht zugänglich sind, wendet man Planimeter und Zirkel zur Feststellung von F und U an. Diese Methode empfiehlt sich auch sehr zur Kontrolle der Berechnungen regelmäßiger Profilflächen bzw. benetzter Umfänge. Sind in einem unregelmäßigen Profil gegen das eine oder andere Ufer Untiefen vorhanden, so muß daselbst die Berechnung der Geschwindigkeit und Wassermenge besonders vorgenommen,

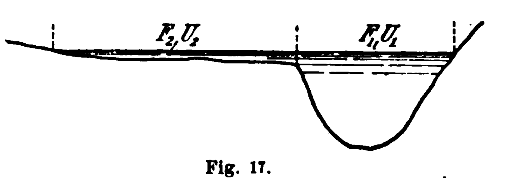


Fig. 17.

d. h. das Profil beispielsweise in die Teile F_1 und F_2 (Fig. 17) getrennt werden.

c) Zusammengesetzte Profile. Bei Flußprofilen mit Vorland findet mit der Erhöhung des Wasserstandes eine stetige Zunahme des Wasserquerschnittes und benetzten Umfanges nicht mehr statt.

Die Geschwindigkeit v bzw. die Wassermenge Q würde bei solchen Profilen wesentlich unrichtig gefunden, wenn man dabei $F = F_1 + F_2 + F_3$, $U = U_1 + U_2 + U_3$ setzen und mit diesen Werten rechnen würde, und zwar um so mehr zu klein, je geringer die Differenz $h_1 - h_0$ sich gestaltet. Man zerlegt deshalb ein Profil, wie es Fig. 18 zeigt (in der Regel ist es symmetrisch zur Vertikalachse des Flußschlauches), in 3 Teile, F_1, F_2, F_3.

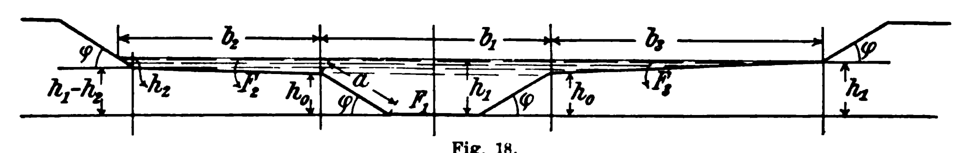


Fig. 18.

Es ist sodann:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{I.} & F_1 = b_1 h_1 - h_0^2 \operatorname{cotg} \varphi \\ & U_1 = 2a + b_1 - 2a \cos \varphi = 2h_0 \sqrt{1 + \operatorname{cotg}^2 \varphi} + b_1 - 2h_0 \operatorname{cotg} \varphi \\ \text{II.} & F^2 = 1/2\,(h_1 - h_0 + h_2)\ (b_2 - h_2 \operatorname{cotg} \varphi) + 0{,}5\, h_2^2 \operatorname{cotg} \varphi \\ & U_2 = \sqrt{(b_2 - h_2 \operatorname{cotg} \varphi)^2 + (h_1 - h_0 - h_2)^2} + h_2 \sqrt{1 + \operatorname{cotg}^2 \varphi} \\ \text{III.} & F_3 = 0{,}5\, b_3 (h_1 - h_0); \qquad U_3 = \sqrt{b_3^2 + (h_1 - h_0)^2} \end{array}\right\} \quad 44$$

Bei flachem Vorlande sind in der Regel die Differenzen $U_2 - b_2$, $U_3 - b_3$ sehr klein, so daß man dann ohne erheblichen Fehler $U_2 = b_2$, $U_3 = b_3$ setzen kann.

Kresnik empfiehlt, das Mittelprofil von Fig. 18 für $1/5$—$1/3$ der größten Hochwassermenge zu berechnen.

Daß die Zerlegung der Querschnitte in Wahrheit nur ein Notbehelf ist, braucht wohl nicht ausdrücklich versichert zu werden.

Zu b und c vergleiche man besonders das zu den Siedekschen Formeln Gesagte. Bei diesen fällt die Teilung der Profile unter Umständen weg.

7. Vereinfachte Gleichungen.

a) Ist in einem rechteckig angenommenen Profil die Wassertiefe h klein gegenüber der Spiegelbreite B, so kann man statt $P = \frac{B h}{B + 2h}$ die Näherungsgleichung

$$P' = \frac{F}{B} = h \qquad 45$$

verwenden. Soll dabei P' höchstens um x % zu groß werden dürfen, so muß die Bedingung

$$B \geqq \frac{200\,h}{x}$$

erfüllt sein.

Mit $P = h$ erhält man die einfacheren Gleichungen:

$$v = k\sqrt{hJ} \text{ und } Q = \frac{100\sqrt{h}}{m+\sqrt{h}}\, h\, B\sqrt{hJ}$$

$$0 = (100\,B\sqrt{J})\,h^2 - \sqrt{h}\,Q - m\,Q$$

Daß die Verwendung des Werts $P' = \frac{F}{B} = h$ in der Regel ohne großen Fehler bei den natürlichen Flußläufen zulässig ist, zeigt die folgende Tabelle mit aus [48] und [49] entnommenen Messungsergebnissen schweizerischer Flüsse. In dieser Tabelle sind B, F und h_{max} direkt gemessene Werte. Aus F und B ist ein mittlerer h-Wert berechnet, während P aus F und dem gemessenen benetzten Umfang, also genau berechnet ist.

Tabelle 5.

Nr.	Bezeichnung des Flußlaufs	B	F	t_{max}	$t = \frac{F}{B}$ (Mittel)	P	Diff. zwischen Kol. 6 u. 7 in %
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Rhein bei Rheinfelden .	159,90	422,91	3,90	2,65	2,63	+ 0,4
2	Rhein bei Nol	88,30	318,83	6,32	3,61	3,54	+ 1,9
3	Rhein bei Mastrils . .	86,90	268,13	5,36	3,09	3,00	+ 3,0
4	Rhone bei Turtmann . .	39,50	19,09	—	0,48	0,47	+ 2,1
5	Simme bei Wimmis . .	17,65	10,00	0,76	0,57	0,55	+ 3,6
6	Rhone bei Zehnhäusern .	14,69	10,94	1,18	0,74	0,69	+ 7,2

Die größere Abweichung in Kolumne 8 von Nr. 6 rührt daher, daß beide Ufer des Flusses durch senkrechte Wände eingefaßt sind, daher ist auch die Verwendung der Gl. 45 bei künstlichen Profilen um so weniger genau, je steiler die Böschungen und je kleiner der Wert $B : t$ ist.

b) Vielfach kann man auf Grund der besonderen Verhältnisse über einzelne Größen bestimmte Annahmen machen und dadurch die Formeln und Rechnungen wesentlich vereinfachen.

α) So setzt die württembergische Eisenbahnverwaltung für die Dimensionierung des rechteckigen Wasserquerschnitts von Durchlässen mit 0,3 bis 2,0 m Lichtweite $k = 50$ und $h = 0,5\sqrt{B}$. Daraus folgt:

$$Q = B^2\sqrt{\frac{312,5}{1+\sqrt{B}}\cdot J} \qquad 46$$

Durch graphische Aufzeichnung (Abszissen 1 cbm = 25 mm, Ordinaten, $J = 10\,^0/_{00} = 20$ mm) wird die Verwendung der Formel noch erleichtert.

β) Mit $P = h$ und $k = 33$ ergibt sich für rechteckigen Querschnitt von der Breite B die Näherungsformel:

$$h = 0{,}1\sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 J}} \qquad 47$$

§ 6. Gleichungen für geschlossene Profile.

1. Das Kreisprofil.

A. Allgemeine Gleichungen. Bezeichnet man beim Kreisprofil mit w den Zentriwinkel, welcher der Füllungssehne entspricht, mit R den Radius, so ist:

$$x = R \sin\left(\frac{w - 180}{2}\right) = - R \sin\left(90^0 - \frac{w}{2}\right) = - R \cos\frac{w}{2} \qquad 1$$

(s. Fig. 19) und ferner

$$\left.\begin{aligned} F &= \frac{R^2}{2}(w - \sin w); \quad U = Rw; \\ P &= R\,\frac{w - \sin w}{2\,w} \end{aligned}\right\} \qquad 2$$

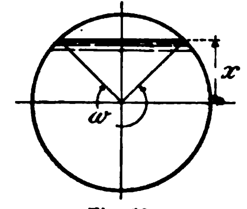


Fig. 19.

Für die Füllhöhe h hat man allgemein (s. Fig. 20):

$$h = R\left(1 - \cos\frac{w}{2}\right) \qquad 3$$

Das Maximum der Wassergeschwindigkeit tritt ein für $w = 257^1/_2{}^0$. Das Maximum der Wassermenge läuft durch das Profil, wenn $w(3\cos w - 2) = \sin w$, d. h. wenn $w = 308^0$.

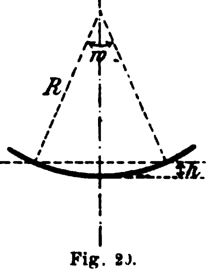


Fig. 20.

Die folgende Tabelle gibt einige wichtigere Werte:

Tabelle 6.

Profil	$w =$	Wasserquerschnitt $F =$	Benetzter Umfang $U =$	Profilradius $P = \frac{F}{U}$	Geschwindigkeit $v =$	Wassermenge $Q =$	Bemerkungen
Kreisprofil	180^0	$1{,}571\,R^2$	$3{,}142\,R$	$0{,}500\,R$	$0{,}707\,k\sqrt{RJ}$	$1{,}111\,k\sqrt{R^5J}$	Halbkreisprofil
	$257^1/_2{}^0$	$2{,}735\,R^2$	$4{,}493\,R$	$0{,}609\,R$	$0{,}780\,k\sqrt{RJ}$	$2{,}133\,k\sqrt{R^5J}$	Profil größter Geschwindigkeit
	308^0	$3{,}082\,R^2$	$5{,}379\,R$	$0{,}573\,R$	$0{,}757\,k\sqrt{RJ}$	$2{,}333\,k\sqrt{R^5J}$	Profil größter Wassermenge
	360^0	$3{,}142\,R^2$	$6{,}283\,R$	$0{,}500\,R$	$0{,}707\,k\sqrt{RJ}$	$2{,}221\,k\sqrt{R^5J}$	Gefülltes Kreisprofil

Aus der Gleichung $v = k \sqrt{PJ}$ erhält man für vollaufende Kreisprofile mit $F = \pi D^2 : 4$ und $U = \pi D$

$$J = \frac{64}{k^2 \pi^2} \frac{Q^2}{D^5} = \lambda \frac{Q^2}{D^5} \quad \text{wodurch } \lambda = \frac{6{,}485}{k^2} \qquad 4$$

und hieraus:

$$Q = \sqrt{\frac{J}{\lambda} D^5} \quad \text{und} \quad D = \sqrt[5]{\lambda \frac{Q^2}{J}} \qquad 5$$

Mit $P = 0{,}5\, R$ ergibt sich aus $v = k \sqrt{PJ}$

$$R J = \frac{2 v^2}{k^2} \qquad 6$$

Mit dem konstanten Wert $k = 50{,}93$ (nach Eytelwein) wird $\lambda = \left(\frac{1}{20}\right)^2$ und man erhält die viel verwendete Dupuitsche Gleichung:

$$J = \left(\frac{1}{20}\right)^2 \frac{Q^2}{D^5} \qquad 7$$

Hieraus folgen die Gleichungen:

$$\left.\begin{aligned} Q &= 20 \sqrt{D^5 J} \quad D = \sqrt[5]{\frac{Q^2}{400 J}} \\ \text{und} \quad v &= \sqrt{650\, D J} \end{aligned}\right\}. \qquad 8$$

B. Berechnung von Drainageleitungen. Setzt man in der Gleichung $v = k \sqrt{PJ}$ $k = 40 = \text{Constans}$, so erhält man mit D in Metern:

$$v = 20 \sqrt{D J} \qquad 9$$

die sogenannte Gieselersche Formel. Mit

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} v$$

folgt

$$Q = 15{,}7 \sqrt{D^5 J} \quad \text{und} \quad D = 3{,}324 \sqrt[5]{\frac{Q^2}{J}} \qquad 10$$

Für die pro 1 ha und Sekunde zufließende Wassermenge nimmt man in Preußen vielfach 0,00065 cbm an. Will man also F ha entwässern, so braucht man hierzu einen Durchmesser

$$D = 0{,}18 \sqrt[5]{\frac{F^2}{J}} \qquad 11$$

F ist also in Hektar die Größe der Fläche, welche den Drain vom Durchmesser D Meter füllt.

Wählt man als kleinste zulässige Geschwindigkeit in den Drains $v = 0{,}225$ bzw. $v = 0{,}300$, so erhält man mit Gl. 9:

$$J_{min} = 0{,}000127 : D \quad \text{bzw.} \quad J_{min} = 0{,}000225 : D \qquad 12$$

wo D in Metern gegeben ist. Hiernach ist die folgende für Sauger und Sammler geltende Tabelle berechnet.

Tabelle 7.

D mm	40	50	65	80	100	130	160	180	210	250
J_{min} für $v = 0{,}225$	0,00318	0,00254	0,00195	0,00159	0,00127	0,00098	0,00079	0,00071	0,00060	0,00051
Q sl	0,28	0,44	0,75	1,13	1,77	2,99	4,52	5,73	7,80	11,04
F ha	0,44	0,68	1,15	1,74	2,72	4,58	6,97	8,82	11,98	17,01
J_{min} für $v = 0{,}30$	0,00563	0,00451	0,00346	0,00281	0,00225	0,00173	0,00141	0,00125	0,00107	0,0009
Q sl	0,38	0,59	1,00	1,50	2,36	3,98	6,03	7,64	10,37	14,70
F ha	0,58	0,91	1,53	2,31	3,63	6,13	9,29	11,72	15,95	22,65

Über 150—200 m Saugerlänge geht man nicht gern hinaus.

Bei Sammlern und Saugern vermeidet man womöglich starke Geschwindigkeitswechsel beim Übergang von einem Durchmesser zum anderen.

Die Berechnung der Sammler beginnt man am obersten Ende mit dem auf den Saugerdurchmesser folgenden nächstgrößeren Durchmesser und erhöht diesen jeweils an der Stelle, an welcher er weiteren Zufluß nicht mehr aufnehmen kann. Ist Q die Differenz zwischen der Leistungsfähigkeit zweier aufeinander folgenden Sammler, q der Zufluß pro Hektar, so ist die infolge Durchmesservergrößerung entwässerbare Fläche

$$F = \frac{Q}{q}$$

Eine bequeme Tafel zur Berechnung von Drainagen ist die Gerhardtsche (Berlin, Verlag von J. Springer, M. 0.25), vgl. D. B. 1888, S. 556, s. auch Ö. Z. 1893, S. 89.

Weiteres s. zunächst in Fauser, Meliorationen, Berlin und Leipzig 1913, 1. Bändchen.

C. Beziehungen zwischen Durchmesser, Geschwindigkeit und Fördermenge. a) J konstant, D variabel. In manchen Fällen möchte man, auch ohne das Gefälle einer Leitung zu kennen oder zu berücksichtigen, wissen, wie sich die Fördermengen verschiedener Durchmesser verhalten.

Aus Gl. 4 erhält man für zwei verschiedene Durchmesser bei gleichem Gefälle:

$$\lambda_2 \frac{Q_2^2}{D_2^5} = \lambda_1 \frac{Q_1^2}{D_1^5}, \text{ woraus } Q_2 = \sqrt{\frac{\lambda_1}{\lambda_2}} \left[\frac{D_2}{D_1}\right]^{5/2} Q_1$$

Nimmt man nun an, das Kreisprofil $D_1 = 100$ mm liefere $Q_1 = 10$ Einheiten, so erhält man mit $m = 0{,}25$, also $\lambda_1 = 0{,}00432$ nach Ausrechnung der Zahlenwerte:

$$Q_2 = 207{,}845 \sqrt{\frac{D_2^5}{\lambda_2}} \qquad 13$$

Diese Formel ist in Tabelle 8 für die verschiedenen Durchmesser berechnet.

Beispiel. $D_1 = 200$ gibt bei einem bestimmten Gefälle $Q_1 = 37$ sl. Wieviel geben unter denselben Verhältnissen $D_2 = 225$ bzw. $D_2 = 300$? Mit Tabelle 8 und dem Rechenschieber erhält man:

$$D_2 = 225 \text{ gibt } 37 \cdot \frac{95{,}4}{68{,}9} = 51{,}3 \text{ sl}$$

$$D_2 = 300 \text{ gibt } 37 \cdot \frac{228{,}9}{68{,}9} = 113 \text{ sl}$$

Tabelle 33 gibt ebenfalls 51,3 bzw. 113 sl.

Tabelle 8.

D mm	Verhältnis-zahlen	D mm	Verhältnis-zahlen	D mm	Verhältnis-zahlen
40*	0,7465	225	95,4133	500	845,2433
50	1,4100	250	127.5337	550	1093,7220
60	2,3665	275	165,7418	600	1383,1877
70	3,6616	300	210,3184	650	1716,0515
80	5,3383	325	261,6561	700	2094,6619
90	7,4377	350	320,5801	750	2520,7742
100	10,0000	375	386,9450	800	2997,1249
125	18,7194	400	461,3120	900	4107,4329
150	31,0458	425	543,9096	1000	5441,3821
175	47,6402	450	635,2782	1100	7014,1452
200	68,9360	475	735,6050	1200	8840,2714

b) D konstant, J variabel. Aus Gl. 4 folgt mit D, also auch λ = Constans

$$Q_2 = Q_1 \sqrt{\frac{J_2}{J_1}}$$

ebenso ist:

$$v_2 = v_1 \sqrt{\frac{J_2}{J_1}}$$

Setzt man hier $J_1 = 0{,}01$, so erhält man:

$$\left.\begin{aligned} Q_2 &= (10\sqrt{J_2})\, Q_1 \\ v_2 &= (10\sqrt{J_2})\, v_1 \end{aligned}\right\} \qquad 14$$

Kennt man also die dem Wert $J_1 = 0{,}01$ entsprechenden Werte Q_1 und v_1

*) Vgl. die Bemerkungen über Durchmesser unter 200 mm: Seite 79.

der verschiedenen Profile, so erhält man die einem Gefälle J_2 entsprechenden Werte Q_2 und v_2 durch Multiplikation von Q_1 und v_1 mit dem Faktor $10\sqrt{J_2}$.

Tabelle 9. **Tafel der $\sqrt{J}$**

Gefälle J 1 : n	Gefälle J 0,...	$\sqrt{J}$	Gefälle J 1 : n	Gefälle J 0,...	$\sqrt{J}$	Gefälle J 1 : n	Gefälle J 0,...	$\sqrt{J}$
1 : 10	0,10000	0,3162	200	0,00500	0,0707	750	0,00133	0,0365
15	0,06667	0,2582	225	0,00444	0,0666	800	0,00125	0,0354
20	0,05000	0,2236	250	0,00400	0,0632	850	0,00117	0,0342
25	0,04000	0,2000	275	0,00364	0,0603	900	0,00111	0,0333
30	0,03333	0,1825	300	0,00333	0,0577	950	0,00105	0,0324
35	0,02857	0,1690	325	0,00308	0,0555	1000	0,00100	0,0316
40	0,02500	0,1581	350	0,00286	0,0535	1100	0,00091	0,0302
45	0,02222	0,1491	375	0,00267	0,0517	1200	0,00083	0,0288
50	0,02000	0,1414	400	0,00250	0,0500	1300	0,00077	0,0277
60	0,01667	0,1291	425	0,00235	0,0485	1400	0,00071	0,0266
70	0,01429	0,1195	450	0,00222	0,0471	1500	0,00066	0,0257
80	0,01250	0,1128	475	0,00210	0,0458	1600	0,00062	0,0249
90	0,01111	0,1054	500	0,00200	0,0447	1700	0,00059	0,0245
100	0,01000	0,1000	550	0,00182	0,0427	1800	0,00056	0,0232
125	0,00800	0,0894	600	0,00167	0,0409	1900	0,00053	0,0230
150	0,00667	0,0817	650	0,00154	0,0392	2000	0,00050	0,0224
175	0,00571	0,0756	700	0,00143	0,0378	2500	0,00040	0,0200

2. Das normale Eiprofil.

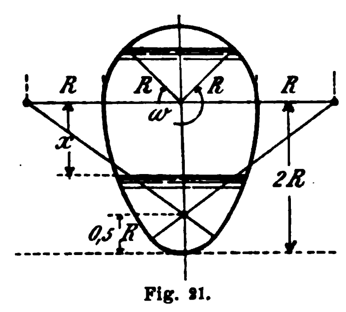


Fig. 21.

A. Allgemeine Gleichungen. Beim normalen Eiprofil ist die lichte Breite in Kämpferhöhe gleich $^2/_3$ der lichten Profilhöhe (s. Fig. 21).

a) Für eine beliebige Füllung des Profils bis zur Höhe x unterhalb der Kämpferlinie ist:

$$F_x = R^2\left[3{,}023 - 9\,\mathrm{arc}\left(\sin = \frac{x}{3R}\right)\right] + Rx\left[4 - 3\sqrt{1-\left(\frac{x}{3R}\right)^2}\right] \qquad 15$$

$$U_x = R\left[4{,}788 - 6\,\mathrm{arc}\left(\sin = \frac{x}{3R}\right)\right] \qquad 16$$

b) Für Füllung bis zur Kämpferlinie s. Tabelle 10.

c) Für eine beliebige Füllung bis zur Höhe y oberhalb der Kämpferlinie kommt mit $\varphi = \frac{w}{2} - 90$ und $y = R\sin\varphi$ zu den Werten der zwei

letzten Gleichungen noch hinzu:

$$F_y = \frac{R^2 \pi \varphi}{180} + R\left(\sin\frac{\varphi}{2} + \cos\frac{\varphi}{2}\right) \qquad 17$$

und

$$U_y = \frac{\pi R \varphi}{90} \qquad 18$$

d) Für ganz geringe Füllhöhen $h \lesseqgtr 0{,}20\ R$ kommt nur ein Kreisprofil mit $r = 0{,}5\ R$ in Betracht.

Die folgende Tabelle gibt einige wichtigere Werte:

Tabelle 10.

Profil	$w =$	Wasser-querschnitt $F =$	Benetzter Umfang $U =$	Profil-radius $P = \frac{F}{U}$	Geschwin-digkeit $v =$	Wassermenge $Q =$	Bemerkungen
Norm. Eiprofil	180^0	$3{,}023\ R^2$	$4{,}788\ R$	$0{,}631\ R$	$0{,}795\ k\sqrt{RJ}$	$2{,}400\ k\sqrt{R^5 J}$	Kämpferfüllung
	$248^1/_2{}^0$	$4{,}086\ R^2$	$5{,}984\ R$	$0{,}683\ R$	$0{,}826\ k\sqrt{RJ}$	$3{,}377\ k\sqrt{R^5 J}$	Profil größter Geschwindigkeit
	$297^1/_2{}^0$	$4{,}493\ R^2$	$6{,}841\ R$	$0{,}657\ R$	$0{,}810\ k\sqrt{RJ}$	$3{,}641\ k\sqrt{R^5 J}$	Profil größter Wassermenge
	360^0	$4{,}594\ R^2$	$7{,}930\ R$	$0{,}579\ R$	$0{,}761\ k\sqrt{RJ}$	$3{,}496\ k\sqrt{R^5 J}$	Gefülltes Eiprofil

Für das normale Eiprofil folgt mit $R = H : 3$ bei ganzer Füllung:

$$v = 0{,}4394\ k\sqrt{HJ} \qquad Q = 0{,}2241\ k\sqrt{H^5 J} \qquad 19$$

ferner ist

$$\left.\begin{array}{ll} \text{bei Kämpferfüllung} & k = \dfrac{100\sqrt{0{,}631\ R}}{m + \sqrt{0{,}631\ R}} \\ \text{bei ganzer Füllung} & k = \dfrac{100\sqrt{0{,}579\ R}}{m + \sqrt{0{,}579\ R}} \end{array}\right\} \qquad 20$$

Aus der letzten Gleichung der Tabelle 10

$$Q = 3{,}496\ k\sqrt{R^5 J}$$

erhält man mit $R = \frac{H}{3}$ und nach Zusammenziehung der Zahlenwerte:

$$J = \frac{19{,}882}{k^2}\frac{Q^2}{H^5} = \mu\frac{Q^2}{H^5} \qquad 21$$

Die Tabelle 31 gibt für $m = 0{,}25,\ 0{,}30,\ 0{,}35$ die Werte von

$$\mu = \frac{19{,}882}{k^2} \qquad 22$$

analog der Tabelle 30 für die λ-Werte.

B. Beziehungen zwischen Durchmesser, Geschwindigkeit und Fördermenge. Man erkennt ohne weiteres, daß man auch für das normale Eiprofil mit $H =$ Constans also $\mu =$ Constans in

Gl. 21 ganz analoge Werte und Beziehungen erhalten kann, wie unter 1, C in den Ableitungen für das Kreisprofil.

3. Vergleich zwischen Kreisprofil und normalem Eiprofil.

Verwendet man den Koeffizienten $m = 0{,}35$ und nennt Q_1 die Liefermenge eines normalen Eiprofils, Q_2 diejenige eines Kreisprofils, so ergibt sich nach H e y d folgende Zusammenstellung einander bezüglich der Wasserführung entsprechender Profile.

Tabelle 11.

Eiprofil	20/30		25/37,5		30/45		35/52,5		40/60		50/75	
	D	$\frac{Q_1}{Q_2}$	D	$\frac{Q_1}{Q_2}$	D	$\frac{Q_1}{Q_2}$	D	$\frac{Q_1}{Q_2}$	D	$\frac{Q_1}{Q_2}$	D	$\frac{Q_1}{Q_2}$
	225	1,12	275	1,27	350	1,07	400	1,13	450	1,18	550	1,25
	250	0,90	300	1,00	375	0,88	425	0,96	475	1,01	600	0,99
	—	—	325	0,80	—	—	450	0,82	500	0,88	—	—
Eiprofil	**60/90**		**70/105**		**80/120**		**90/135**		**100/150**			
	D	$\frac{Q_1}{Q_2}$	D	$\frac{Q_1}{Q_2}$	D	$\frac{Q_1}{Q_2}$	D	$\frac{Q_1}{Q_2}$	D	$\frac{Q_1}{Q_2}$		
	650	1,31	800	1,13	900	1,18	1050	1,07	1150	1,11		
	700	1,07	850	0,96	950	1,02	1100	0,94	1200	0,99		
	750	0,89	—	—	1000	0,89	—	—	1250	0,89		

Für weitere Studien vgl. die Schrift von H e y d [104] und den Aufsatz von K r a w i n k e l, Ge. 1906, S. 485.

Für die Wahl des Profils kommen außerdem noch folgende Gesichtspunkte in Betracht:

1. Bezugspreis und Bezugsmöglichkeit,
2. Bisher etwa schon verwendete Profilformen,
3. Grundwasserstand, Untergrundmaterial,
4. Beanspruchung des Profils durch den Verkehr; Tiefenlage des Profils,
5. Straßenbreite.

Den Anschaffungspreis eines Profils kann man bei Näherungsrechnungen für Röhren seinem Umfang entsprechend mit $k = m\,D$ annehmen.

4. Teilweise Füllung von Profilen.

Schon die Tabellen 6 und 10 enthielten einige Werte für teilweise Füllungen bei Kreis- und normalen Eiprofilen.

Hierzu ist noch folgendes zu bemerken: Bezeichnet man die Füllhöhe teilweiser Füllungen mit $h = n\,D$ für den Kreis und mit $h = m\,H$ für das normale Eiprofil, so erhält man für die in Tabelle 6 und 10 angegebenen

acht Füllungswinkel (vgl. hierzu die Tafel VI):

für den Kreis $n =$	0,500	0,809	0,949	1,000
für das Eiprofil $m =$	0,667	0,854	0,952	1,000

Es hat also wenig Zweck, ein Rohr nur zu 0,949 füllen zu wollen, um größtmögliche Wasserlieferung zu erzielen. Vielmehr schlägt das wellenförmig fließende Wasser am Scheitel an, verursacht dadurch zeitweise geringere Leistung des Rohrs, und so entstehen Stöße. Will man nicht ganz füllen und Stöße vermeiden, so wird man besser beim Kreis auf $h = {}^5/_6 D$ heruntergehen.

Die folgende Darstellung ermöglicht rasche Berechnung.

Bei ganzer Füllung und dem Gefälle J möge ein Kreisprofil vom Durchmesser D und ein normales Eiprofil von der Höhe H bei einer Geschwindigkeit v die Wassermenge Q führen. Bei einer kleineren Füllungshöhe

$$h_x = y\,D \text{ für den Kreis bzw. } h_x = y\,H \text{ für das Eiprofil} \qquad 23$$

ergibt sich aus der Kurventafel VI:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{eine Wassermenge} & Q_x = x\,Q \\ \text{eine Geschwindigkeit} & v_x = z\,v \end{array}\right\} \qquad 24$$

Hieraus folgt:

$$\left.\begin{array}{l} x = \dfrac{Q_x}{Q} \\ z = \dfrac{v_x}{v} \end{array}\right\} \qquad 25$$

Ist von den Größen x, y und z eine gegeben, so sind die beiden anderen damit bestimmt.

Beispiele (zu rechnen mittels der Tafel VI):

1. Ein Kreisprofil $D = 400$ gibt bei voller Füllung und $J = 0,005$

$$v = 1,25 \text{ und } Q = 157 \text{ sl.}$$

Gesucht h_x und v_x, wenn bei gleichem Gefälle nur $Q_x = 25$ sl durch die Leitung strömen.

Es ist hier $x = \dfrac{Q_x}{Q} = 25 : 157 = 0,16$

damit wird aus der Tafel: $y = 0,275$

somit nach Gl. 23 die Fülltiefe $h_x = y\,D = 110$ mm

und mit $z = 0,70$ nach Gl. 24 die Geschwindigkeit $v_x = 0,70\,v$

$$= 0,7 \cdot 1,25$$
$$= 0,875 \text{ m}$$

2. Gegeben ein Eiprofil 180/120, das bei $J = 0,0005$, mit $v = 0,93$, $Q = 1530$ sl führt.

Gesucht Q_x und v_x für $h_x = 50$ cm.

Es ist nach Gl. 23 $y = \frac{h_x}{H} = \frac{50}{180} = 0,28$

also $h_x = 0,28\,H$

dafür gibt nach Gl. 24 die Kurventafel rechts

$$Q_x = 0,14 \cdot Q = 214 \text{ sl}$$
$$v_x = 0,71 \cdot v = 0,66 \text{ m}$$

3. Ein Kanalisationsrohr $D = 400$ führt bei $J = 0{,}01$ voll $Q = 222$ sl mit $v = 1{,}77$ m. Das Rohr soll durch einen Regenauslaß entlastet werden. Die größte verdünnte Brauchwassermenge, welche in der Kanalisation bleiben soll, betrage $Q_x = 20$ sl. Wie hoch liegt die Auslaßschwelle über der Rohrsohle?

Es ist nach Gl. 24

$$x = \frac{Q_x}{Q} = 20 : 222 = 0{,}09$$

dies ergibt aus der Tafel:

$$y = 0{,}23$$

und nach Gl. 23 $\qquad h_x = 0{,}23 \quad D = 92$ mm

Vgl. hierzu die Tafeln VI und VII, welch letztere die Q- und v-Kurven für drei andere öfters gebrauchte Profile gibt.

5. Breites Eiprofil, Maulprofil und Haubenprofil.

Für die drei folgenden häufig verwendeten Profile ergeben sich nach H e y d [104] folgende Werte:

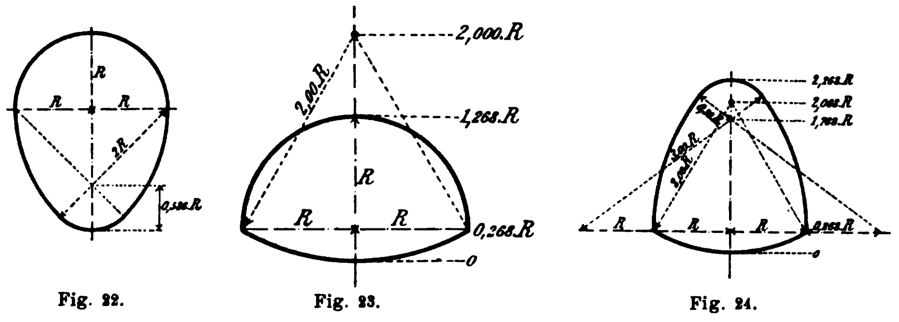


Fig. 22. Fig. 23. Fig. 24.

Tabelle 12.

Profil	F	U	P	$\frac{Q}{\sqrt{J}}$	
Fig. 22	3,983 R^2	7,205 R	0,553 R	$\frac{220{,}26\, R^3}{m + 0{,}7437 \sqrt{R}}$	26
Fig. 23	1,936 R^2	5,236 R	0,370 R	$\frac{71{,}63\, R^3}{m + 0{,}608 \sqrt{R}}$	27
Fig. 24	3,388 R^2	6,882 R	0,492 R	$\frac{166{,}69\, R^3}{m + 0{,}702 \sqrt{R}}$	28

Zur Berechnung ihrer t e i l w e i s e n Füllung dient Tafel VII.

Abschnitt II.

Empirische Gleichungen über Wasserbewegung.

Vorbemerkungen. Über die Natur der empirischen hydraulischen Gleichungen haben wir uns schon auf S. 1 ausgesprochen. Hier sei noch auf folgende Punkte hingewiesen:

1. Die gewählten Versuchsanordnungen sind von größter Bedeutung für die gewonnenen Koeffizientenwerte; richtige Koeffizientenwerte können also nur bei einwandfreier Versuchsanordnung gewonnen werden. Deswegen kann man auch genötigt sein, ursprünglich für richtig gehaltene Koeffizienten mit der Zeit zu ändern.

2. Alle Gleichungen dürfen streng genommen nur für diejenigen Verhältnisse (Profilgrößen, Geschwindigkeiten, Gefälle) angewandt werden, unter welchen sie aufgestellt wurden. So weist Forchheimer*) darauf hin, daß, wo in Gebirgsbächen, Floßdurchlässen u. dgl. bedeutende Geschwindigkeiten herrschen, größere Gefällsverluste auftreten, als die üblichen für schwache Gefälle aufgestellten Formeln von Chézy-Eytelwein, Ganguillet und Kutter ergeben, welche J nur ungefähr wie v^2 wachsen lassen.

3. Die Verhältnisse müssen an den einzelnen Punkten der betrachteten Gerinnestrecke gleichartige sein, wenn die Formeln zutreffende Werte geben sollen.

Bezüglich ganz großer Leitungsdurchmesser verweisen wir auf die Ausführungen Budaus auf S. 71.

§ 7. Notizen über Wassergeschwindigkeiten und Böschungen.

1. Minimal- und Maximalgeschwindigkeiten in Gerinnen.

Als Geschwindigkeitsgrenze, bei welcher sich die Verschlammung von Kanälen und das Überwuchern von Wasserpflanzen verhindern lasse, wurde ermittelt je nach dem Material der Kanäle, dem Klima und der Vegetation 0,5—1,0 m. Bei dem indischen Sindkanal genügt $v = 0,6$ wohl gegen Verschlammung, doch muß der Sand einmal

---

*) Z. 1901, vgl. Hagen [92] S. 86 f.

jährlich entfernt werden. Je schwerer das zu transportierende Material ist, desto höher muß natürlich die Geschwindigkeit gewählt werden.

Gegen Ablagerung wird man etwa wählen können

für Schlamm $v_{min} = 0{,}20 \div 0{,}40$ m und mehr
für feinen Sand $v_{min} = 0{,}40 \div 0{,}85$ m „ „

Die höheren Werte gelten für rauhere Kanalsohlen.

Wie Versuche von Francis gezeigt haben, herrscht in natürlichen Wasserläufen eine vertikale Geschwindigkeitskomponente von $^1/_{10}$—$^1/_{30}$ der horizontalen Geschwindigkeit. Die folgende Tabelle gibt auf Grund von Versuchen von Thoulet (Annales des mines 1884) und der obigen Beziehung die Wassergeschwindigkeiten an, bei welchen Kugeln von verschiedenem Durchmesser mindestens 30 Sekunden in der Schwebe erhalten wurden.

Tabelle 13.

Kugeldurchmesser mm	Kalksandsteinkugeln $s = 2000$ kg/cbm	Granitkugeln $s = 2500$ kg/cbm
0,4	0,40—1,20	0,55—1,65
1,0	0,82—2,46	1,07—3,21
2,0	1,23—3,69	1,61—4,83
3,0	1,44—4,32	1,98—5,94
4,0	1,54—4,62	2,01—6,03
5,0	1,56—4,68	2,06—6,18

Diese zur Suspendierung erforderlichen Geschwindigkeiten erscheinen sehr groß, allein man muß bedenken, daß zum Fortrollen kugelähnlicher Körper auf einer Gerinnesohle kleinere Geschwindigkeiten genügen. Auch wird dieses durch Wirbelbewegungen im Wasser begünstigt.

Dubuat fand folgende Grenzgeschwindigkeiten, bei welchen die Bewegung der Geschiebe aufhörte.

Tabelle 14.

Material	v in m/sek
Grober, scharfer Sand	0,22
Seinekies von Aniskerngröße	0,11
„ „ Erbsengröße	0,20
„ „ Bohnengröße	0,33
Meereskiesel von bis 27 mm Durchmesser . .	0,65
Kantige Feuersteine in Hühnereigröße . . .	0,98

Über Transport von Sand in Wasser s. Engineering and Mining vom 21. Sept. 1907. Ferner A. P. C. 1907, IV, S. 53; vgl. auch Schoklitsch: Über Schleppkraft und Geschiebebewegung. Leipzig und Berlin 1914.

Das Material der Grabenwände und -sohlen wird je nach seiner Beschaffenheit von einer bestimmten Wassergeschwindigkeit und Tiefe ab angegriffen, wenn die Sohlen und namentlich die Böschungen nicht befestigt sind (vgl. Schleppkraft § 9). Bei tonigem Material genügt hiegegen oft schon eine Kieslage, sonst Rasen, Berauhwehrung oder Pflaster. Bisweilen kann nur die Erfahrung richtigen Aufschluß geben, so daß die Notwendigkeit nachträglicher Änderungen nicht ausgeschlossen ist. Bei kleineren Profilen erlauben die geringeren Kosten der Befestigung größere Geschwindigkeiten. Auch der härteste Fels wird bei genügend hoher Schleppkraft angegriffen (Granitsohle des Nils unterhalb der Assuansperre).

Die folgende Tabelle gibt noch zulässige Geschwindigkeiten für verschiedene Materialien der Gerinnesohlen und Wände. Wegen der nicht genau bekannten Geschwindigkeitsverteilung im Querschnitt haftet solchen Zahlen immer eine gewisse Unsicherheit an.

Tabelle 15.

Material des Gerinnes	v_{sm}
Schlammiger Boden	0,07—0,10
Tonboden, feiner Sand	0,15—0,20
Gröberer Sand	0,3 —0,4
Lehmiger oder grober Sand	0,4 —0,5
Kies	0,5 —0,7
Größere Kiesel, steiniger Boden	0,8 —1,0
Zertrümmerte oder schiefrige Gesteine. Konglomerate	1,3 —1,8
Geschichteter Fels	1,5 —2,2
Ungeschichteter harter Fels	3,0 —3,5
Holzgerinne	2,5 und mehr
Backsteingerinne (Wasserkraftanlage am Niagara, s. u.)	8,0

2. Betonierte und gemauerte Gerinne sowie Rohre.

Zementrohre mittlerer Güte werden auch bei reinem Wasser und Geschwindigkeiten über etwa 80 cm mit der Zeit zerstört. Diese Zerstörung wird schon durch kleine Mengen Sand, insbesondere durch Steinsplitter, welche das Wasser mit sich führt (z. B. bei Quelleitungen, Wasserkraftanlagen und Kanalisationen), außerordentlich beschleunigt. Auch Säuren, selbst in starker Verdünnung, wirken sehr ungünstig. Steinzeugrohre halten sich besser als Zement- und Tonrohre.

Backsteinprofile halten bei sandfreiem Wasser die größten Geschwindigkeiten aus. Bei 6 m setzten sich an dem Stollen eines Niagarawerks noch Muscheln und Moos an, man ging deshalb beim Ablaufstollen der Canadian Niagara Falls Co. mit 31 qm Querschnitt auf 8 m Geschwindig-

keit hinauf. Der in Backstein bzw. Werkstein aufgeführte Tunnel des Löntschwerks hat bei $F = 19$ qm, $J = 0{,}001$, $v = 6$ m. Die Eisenbetondruckleitung von Riouéproux hat bei 25 m Wasserdruck $Q = 17$ cbm, $D = 3{,}30$ m und $v = 2{,}0$ m.

Über Wasserleitungs- und Kanalisationsrohre vgl. § 30.

3. Maximalgeschwindigkeit in Flüssen.

Sie ist oft größer als vielfach angenommen wird. Die folgenden Zahlen sind einem Aufsatz von Fischer*) entnommen.

Tabelle 16.

Nr.	Gewässer	Meßstelle	J bei NW m pro km	Wasserstandscharakter	$b =$	$t =$ (Mittel)	J bei HW m pro km	Q	Mittlere Profilgeschw. cm	Größte Oberfläch.-geschw. cm
1	Iller	Sonthofen	2,6	HHW	62	2,5	4,9	400	284	360—400
2	„	Kempten	—	HHW	54	5,0	4,2	ca. 900	325	ca. 500
3	„	Wiblingen	1,4	HHW	65	5,0	1,9	ca. 850	360	450—500
4	Lech	Deutenhausen	3,5	HHW	42	7,8—8,0	1,7	970	400	570
5	„	Gersthofen	1,4	HHW	85	5,7	1,6	1300	310	419
6	Isar	München	2,4	HHW	—	—	—	1300	—	ca. 420
7	Donau	Obernzell	0,4	HW	240	3,5	—	3900	250	370
8	Main	Wertheim	0,8	HHW	—	—	—	—	—	ca. 330
9	Rhein	Maximiliansau	0,3	HW	—	—	0,0	2100	184	220
10	„	Speyer	0,16	HW	—	—	0,24	1990	152	190

4. Böschungswerte.

Die Neigung der Böschungen muß insbesondere unter Wasser stets geringer sein, als der natürliche Böschungswinkel beträgt. Die folgende Tabelle gibt zur Orientierung einige Böschungswerte (nach Häseler u. a.).

Tabelle 17.

Material	trocken	natürlich feucht	wassergesättigt
Dammerde	40° $(1 : 1\frac{1}{4})$	45° $(1 : 1)$	27° $(1 : 2)$
Lehm	40° $(1 : 1\frac{1}{4})$	45° $(1 : 1)$	17° $(1 : 3)$
Sand	35° $(1 : 1\frac{1}{2})$	40° $(1 : 1\frac{1}{4})$	24° $(1 : 2)$
Gerölle, eckig	45° $(1 : 1)$	—	—
„ rundlich	30° $(1 : 1\frac{3}{4})$	—	—

Steiniger und lehmiger Boden, grober Kies	1 : 1	bis 1 : 1,5	} trocken
Sehr dichte Erde	1 : 0,7	bis 1 : 1	} trocken
Geschichteter Fels	1 : 0	bis 1 : 0,5	
Ungeschichteter Fels, hart	1 : 0		

*) Z. G. K. Bd. 11, S. 71.

§ 8. Geschwindigkeiten an verschiedenen Profilstellen.

In jeder Lotrechten AA eines Profils kann man unterscheiden:

1. die Oberflächengeschwindigkeit . . . . v_o
2. die mittlere Geschwindigkeit v
3. die größte Geschwindigkeit . . . . v_m
4. die Sohlengeschwindigkeit . . . . v_s
5. die Geschwindigkeit in den verschiedenen Tiefen unter dem Spiegel . . . . v_x

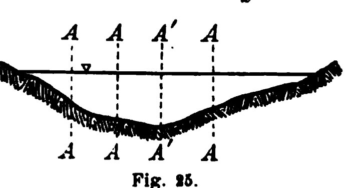


Fig. 25.

Die Werte 1—5 erreichen ihr Maximum unter normalen Verhältnissen in der Stromstrichlotrechten $A'A'$; ferner bedeutet z. B. v_{sm} die größte Sohlengeschwindigkeit in einem ganzen Profil.

Für die Gesamtheit eines Profils erhält man die Durchschnittswerte V_s, V und V_o.

Sämtliche Formeln dieses Paragraphen können natürlich nur rohe Näherungswerte geben. Für alle feineren Untersuchungen (Garantieversuche, Gerichtsgutachten) sind in der Regel direkte Messungen (Flügel, Schirm) notwendig.

1. Für die Geschwindigkeitskurve in einer Lotrechten sind bisher wegen der unbekannten Einflüsse von Sohle und Ufer, der Eigenart des Fließens (Pulsation) und der Mängel der Aufnahmeapparate äußerst verschiedene Annahmen gemacht worden (Z. G. K., Bd. X, S. 243,

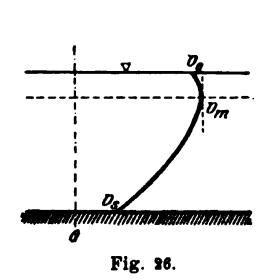


Fig. 26.

Fig. 27.

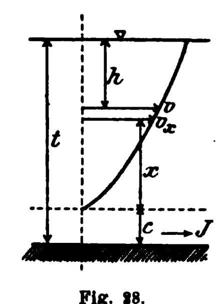


Fig. 28.

Bd. 1913, Heft 1 und 2). Meist hat man wohl Parabeln mit horizontaler oder mit vertikaler Achse (Fig. 26 und 27) zugrunde gelegt.

Jasmund (Zeitschr. für Bauw. 1893 und 1897, Handb. der Ing. Wiss. III, Bd. 1, S. 462) folgert aus einer großen Anzahl von Messungen, daß die Kurve eine logarithmische Linie mit vertikaler Achse (Fig. 28) sei, der die Gleichung

$$v_x = a + b \cdot \ln(x + c) \qquad 1$$

entspreche. Dabei liege die wagrechte Achse der logarithmischen Linie im allgemeinen in der Flußsohle, es sei also $c = 0$ (Fig. 28) und $v_s = 0$. In der Gl. 1 ist a abhängig vom Gefälle J, von t und der Entfernung des Ufers. Die Bestimmung von a ist ohne vorhergehende Messungen noch nicht möglich. Für b fand Jasmund den Ausdruck: $b = 1000\ J$. Die Geschwindigkeit nimmt also nach der Sohle hin um so mehr ab, je größer J ist.

Nach Lavale (Z. G. K. VIII, Heft 1, S. 10) ist die Geschwindigkeit im Abstand t_x von der Sohle bei einer Gesamttiefe t in derselben Vertikalen

$$v_x = v_o \sqrt[n]{\frac{t_x}{t}} \qquad 2$$

wobei

$$\left.\begin{aligned} n &= 1 + 4{,}80 \sqrt[12]{\frac{t}{v_o}} && \text{wenn } \frac{t}{v_o} > 2{,}5 \\ n &= 0{,}818 \sqrt[4]{\frac{t}{v_o}} \cdot \left[1 + 4{,}80 \sqrt[12]{\frac{t}{v_o}}\right] && \text{wenn } \frac{t}{v_o} < 2{,}5 \end{aligned}\right\} \qquad 3$$

Nach Lahmeyer ist

$$v_x = [t - (0{,}1383 + 0{,}0469\ t)\ t_x] \frac{v_o}{t} \qquad 4$$

Nach Bazin gilt für Werkkanäle mit $v_m = v_o$ 5

$$v_x = v_o - k \sqrt{P \cdot J} \left[\frac{t_x}{t}\right]^2 \qquad 6$$

Nach den neuesten Untersuchungen von Lippke (Z. G. K. X, S. 243) setzt sich die Kurve bei größerer Tiefe aus einer Geraden und einem sich nach unten anschließenden Ellipsenbogen zusammen, bei kleineren Tiefen ist nur ein Ellipsenbogen vorhanden. Die größte Geschwindigkeit herrscht im Spiegel, die Sohlengeschwindigkeit ist bei natürlichen Gewässern endlich, sie kann eventuell (am ehesten nahe dem Ufer) auch Null werden. Die wichtigsten Lippkeschen Formeln finden sich weiter unten.

Verbindet man die Punkte der mittleren Geschwindigkeiten in den einzelnen Lotrechten, so erhält man eine Kurve. Diese erweist sich auch bei etwas unregelmäßigen Sohlen ziemlich regelmäßig. Sie hebt sich etwas steil von den Profilrändern ab, um dann mit ganz leichter Wölbung, die ihr Maximum über der Profilmitte oder nahe dieser Stelle besitzt, das Profil zu überspannen.

2. Oberflächengeschwindigkeit in einer Lotrechten. Während früher in der Regel $v_o < v_m$ angenommen wurde, setzen Jasmund, Lippke und Bazin, letzterer wenigstens für Werkkanäle,

$$v_o = v_m$$

Der **W i n d** kann zweifellos, wenn er entgegengesetzt der Fließrichtung des Wassers weht, den Wert von v_o herabdrücken. **J e d e n f a l l s t u t m a n g u t, O b e r f l ä c h e n g e s c h w i n d i g k e i t e n b e i W i n d s t i l l e z u m e s s e n.**

L a v a l e fand für rechteckigen Querschnitt (Z. G. K., Bd. VIII, S. 13):

$$v_{om} = 23 \sqrt[36]{b^4 \cdot t^{17} \cdot J^{16}} \qquad 7$$

Ist hierbei

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{t}{v_{om}} < 0{,}40 \\ \dfrac{b}{v_{om}} < 1{,}00 \end{array}\right\} \text{so ist das Resultat von Gl. 7 noch mit dem Faktor} \left\{\begin{array}{l} k_1 = 1{,}22 \sqrt[3]{\left(\dfrac{t}{v_{om}}\right)^2} \\ k_2 = 0{,}95 \sqrt[18]{\dfrac{b}{v_{om}}} \end{array}\right\}$$

zu multiplizieren.

L i p p k e setzt:

$$v_o = 0{,}895\, g \sqrt[3]{t^2 J} \text{ oder mit } g = 9{,}805 \quad v_o = 8{,}775 \sqrt[3]{t^2 J} \qquad 8$$

3. S o h l e n g e s c h w i n d i g k e i t i n e i n e r L o t r e c h t e n. Der Wert v_s kann für eine bestimmte Vertikale liegen zwischen

$$v_s = 0{,}25\, v_o \quad \text{und} \quad v_s = 0{,}75\, v_o \qquad 9$$

B a z i n gibt: $v_s = 0{,}75\, v$ 10

K ö h n gibt für die Gesamtheit eines Profils:

$$v_{sm} = V \qquad 11$$

Nach **J a s m u n d** ist $v_s = a$ 12

Nach **L a h m e y e r** ist

$$v_s = (0{,}8617 - 0{,}0469\, t)\, v_o \qquad 13$$

Die **L i p p k e** sche Gleichung lautet:

$$v_s = g \sqrt[3]{t J} \left[0{,}895 \sqrt[3]{t} - 1{,}602\, g \sqrt[3]{J} \cdot \sqrt{1 + 0{,}202 \sqrt[3]{t^2 J}} + 1{,}432\, g \sqrt[6]{J^3} \cdot \sqrt[3]{t} - 0{,}402 \sqrt[6]{t^4 J}\right] \qquad 14$$

(In der Originalabhandlung dürften im zweitletzten Glied dieser Formel Druckfehler sein.)

4. M i t t l e r e G e s c h w i n d i g k e i t i n e i n e r L o t r e c h t e n. Hierfür ist eine große Anzahl von Gleichungen aufgestellt worden. Vielfach nimmt man an, daß sie in 0,5 ÷ 0,75 ÷ 0,80, im Mittel in 0,63 der Tiefe herrsche. Über Beobachtungswerte s. Tabelle 22.

Nach **B a z i n** ist

$$\left.\begin{array}{l} v = 0{,}785\, v_m \\ \text{wo bei Werkkanälen} \\ v_m = v_o \end{array}\right\} 15$$

Häufig setzt man bei regelmäßigen Profilen:

$$v = 0{,}82 \div 0{,}89 \text{ mal } v_o \qquad 16$$

wo v in 0,55—0,66 der Tiefe herrschend angenommen wird (Z. B. 1906, S. 276).

Außerdem werden nachstehende Formeln benutzt:

Hagen setzt: $v = 0{,}86\, v_o$ 17

Nach Prony ist:

$$v = \frac{r_o + 2{,}372}{v_o + 3{,}153} \cdot v_o \qquad 18$$

Nach Baumgarten ist für $v_o > 1{,}5$

$$v = 0{,}8 \cdot \frac{v_o + 2{,}372}{r_o + 3{,}153}$$

und

$$v = \frac{1 + 0{,}2676\sqrt{t}}{2 + 0{,}4014\sqrt{t}} \cdot v_o \qquad 19$$

Nach Lahmeyer gilt: $v = 0{,}937\, v_o - 0{,}0252\, v_o^2$ 20

Nach Kutter (Bew. des Wassers, S. 26) ist:

$$v = v_s + 6\sqrt{P J} \qquad 21$$

Von Wagner setzt: $v = 0{,}705\, v_m + 0{,}001\, v_m^2$ 22

Harlacher fand für die Elbe

$$\left.\begin{aligned} v &= 0{,}65\, v_m \text{ bei normalem Wasser} \\ &= 0{,}75\, v_m \text{ bei Hochwasser} \end{aligned}\right\} 23$$

Für die Gleichung $v = m\, v_m$ gibt Rheinhards Kalender eine graphische Darstellung, worin $m = f(P, n)$ ist. Außerdem findet sich dort eine Tabelle nach Darcy und Bazin.

Nach Jasmund (Handb. d. Ing. Wiss. 4. Aufl., III. Teil, Bd. 1, 2. Lief.) ist:

$$v = v_o - b$$

vgl. Gl. 2, welches v in der Tiefe

$$h = 0{,}632\, t \qquad 24$$

herrscht. Dieser Wert wurde an der Elbe und am Rhein bestätigt. Aus obiger Gleichung folgt mit $v_o = v_m$ (vgl. Fig. 28):

$$\frac{v}{v_m} = 1 - \frac{b}{v_m} = 1 - \frac{b}{a + b \cdot \ln t} \qquad 25$$

Danach gibt es zwischen v und v_m kein festes Verhältnis, sondern nur einen von J abhängigen Geschwindigkeitsunterschied.

Lippke setzt:

$$v = v_o - 1{,}432\, g^3 \frac{\mu}{2} J - \frac{g}{5}\sqrt{t^2 J} \quad \text{bzw.}$$

$$v = v_o - 471{,}34\, \mu\, J - 1{,}961\sqrt{t^2 J}$$

mit

$$\mu = \frac{1}{7/3 + 5\varphi + 6\varphi^2} \quad \text{und} \quad \varphi = 0{,}448\sqrt[6]{t^2 J} \qquad 26$$

$$\frac{v}{v_o} = 1 - \mu\,\eta^2 - \frac{\varphi}{2} \quad \text{mit} \quad \eta = 0{,}895\sqrt[3]{J\, t^{-1}} \qquad 27$$

Nach Traub [192] S. 36 stellt die Lippkesche Ansicht in den meisten Fällen eine sehr gute Annäherung an das gesuchte Gesetz der Vertikalgeschwindigkeitskurve dar.

Die neuesten Untersuchungen von Lippke zeigen, daß weder der Wert $v : v_s$, noch die Tiefe, in welcher v auftritt, unveränderlich sind.

Grunsky gibt [90] als zulässige Näherungsgleichungen auf Grund mehrerer Hunderte von Messungen an:

$$v = \frac{v_{0,2} + v_{0,8}}{2} \quad \text{und} \quad v = v_{0,6} \qquad 28$$

wo die Dezimalbrüche als Indizes bedeuten, daß der beistehende Wert v in 0,2, 0,8 bzw. 0,6 der Wassertiefe gemessen sei.

Für beliebige Vertikalgeschwindigkeitskurven fand Grunsky, daß $v : v_0$ abnahm mit abnehmender Tiefe und mit zunehmender Geschwindigkeit. Abweichungen rührten oft von Unebenheiten der Flußsohle her.

Mit B als Wasserbreite, t als mittlerer Tiefe hat Grunsky ferner die Formel:

$$\frac{v}{v_0} = 0{,}79 + \frac{2{,}80}{\frac{B}{t} + 8} \qquad 29$$

bestimmt, von welcher er aus Versuchen annimmt, daß sie für Messungen bei Hochwasser und in nicht zu kleinen Gerinnen größere Fehler als ± 4 % nicht ergeben werde; dies wäre für Hochwasserfälle gering.

5. Mittlere Geschwindigkeit eines ganzen Profils. Die mittlere Geschwindigkeit eines ganzen Profils bewegt sich nach Beobachtungen zwischen den Werten

$$V = 0{,}4\, v_{om} \quad \text{und} \quad V = 0{,}9\, v_{om} \qquad 30$$

Insbesondere für Hochwasser wäre es von hohem Wert, zuverlässigere Beziehungen zu haben, als bisher vorliegen.

Christen fand das Verhältnis $V : v_{om}$ unabhängig von der Gerinnebreite, vom Gefälle und von der Profilform, jedoch abhängig von der Rauhigkeit des Profils.

Er erhielt für die Gleichung

$$V = n\, v_{om} \qquad 31$$

bei Zement	$n = 0{,}825$
„ Brettern und Quadern . .	0,815
„ Kleinkies	0,766
„ Grobkies	0,714

Die vom K. Bayrischen Hydrotechnischen Bureau in München herausgegebene Anleitung zur Ausführung und Ausarbeitung von Wassermessungen gibt folgende Werte für n:

bei rauhem Fels	$n =$	0,40—0,52
„ Kies mit Gras und Schilf .		0,46—0,75
„ grobem Kies und Steinen .		0,58—0,70
„ Kies		0,62—0,75
„ Lehm und Sand		0,65—0,83
„ Holz, Beton und Pflaster .		0,70—0,92

Analog schwankt $V : V_0$ zwischen 0,7 und 1,2. Dabei sollen aber F, U und t möglichst konstant sein.

Die Firma Briegleb, Hansen & Co. teilt in ihren Druckschriften die Formel

$$Q = m\, v_{om}\, F \text{ Sekundenliter} \qquad (32)$$

mit, wobei v_{om} in Meter die Oberflächengeschwindigkeit des Wassers im Stromstrich und F den Wasserquerschnitt in Quadratmeter bedeuten. Leider vermochte die Firma nicht mehr zu ermitteln, wie die Werte m bestimmt wurden. Sie sind in der folgenden Tabelle enthalten. Dabei gilt

Kategorie I für glatten Zement oder gehobeltes Holz,
„ II für rauhen Zement, behauene Steine, Ziegelmauerwerk, ungehobelte Bretter,
„ III für Bruchsteinmauerwerk,
„ IV für Erde.

Tabelle 18.

P	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4
I	879	886	890	891	893	894	894	894	895	895	895	895
II	839	858	865	868	871	873	874	874	875	876	876	877
III	747	792	812	822	830	835	838	841	843	845	847	850
IV	564	644	686	711	730	745	755	763	771	777	787	794

§ 9. Die Schleppkraft.

A. Definitionen. Die Schleppkraft oder der Geschiebetrieb*) ist diejenige Kraft, mit welcher das fließende Wasser die Teilchen zu verschleppen sucht, aus welchen Sohle und Wände eines Gerinnes bestehen oder von welchen sie bedeckt werden.

Im Beharrungszustand der Wasserbewegung muß der Widerstand dieser Teilchen gegen Verschleppung mindestens gleich der Schleppkraft

*) In Forchheimer, Hydraulik, Leipzig 1914, S. 489 „Geschiebetrieb" genannt, vgl. ferner: Schoklitsch, Über Schleppkraft und Geschiebebewegung, Leipzig und Berlin 1914. Historisches findet sich in Ö. Z. 1905, Nr. 3 u. 11.

des Wassers sein, wenn ein Angriff auf Sohle und Wände vermieden sein soll. Wir geben das von Kreuter ausgebildete Verfahren im folgenden wieder, weil seine Versuchswerte an natürlichen Gewässern gewonnen wurden und daher praktisch am verwendbarsten sind.

Für die Größenbestimmung der Schleppkraft verwendet man die Gleichung

$$S = 1000\, h\, J \quad \text{kg/m}^2 \qquad 1$$

welche von Kreuter neuerdings (Ö. Z. 1912, S. 281) wie folgt abgeleitet wurde.

Ein Wasserkörper vom Gewicht $\gamma\, Fl$ falle auf der Länge dl um dh. Der Reibungswiderstand auf dl sei $P\, dl$, dann muß im Beharrungszustand Gleichgewicht herrschen, d. h. sein:

$$(\gamma\, Fl)\, dh = P\, dl \quad \text{oder} \quad P = \gamma\, Fl\, J \qquad 2$$

Dieser Ausdruck für die beschleunigende Kraft ist gleichzeitig das Maß für die Beanspruchung des Gerinnebetts.

Ist h die Gerinnetiefe im Abstand x vom einen Ufer, b die Gerinnebreite, so ist der Querschnitt

$$F = \int_0^b h\, dx \qquad 3$$

und man hat für die beschleunigende Kraft:

$$P = \gamma\, Fl\, J = \gamma\, l\, J \int_0^b h\, dx \qquad 4$$

woraus für die Längeneinheit des Gerinnes:

$$p = \frac{P}{l} = \gamma\, J \int_0^b h\, dx \qquad 5$$

Für das Breitenelement von der Länge 1 ist, wenn h die mittlere Tiefe über diesem Element bezeichnet,

$$dp = \gamma\, J\, h_x\, dx \qquad 6$$

und die Stärke des Flußbettwiderstands oder der ihm gleichen Schleppkraft ist an der Stelle x in Gewichtseinheiten auf die Flächeneinheit:

$$\frac{dp}{dx} = \gamma\, J\, h_x \qquad 7$$

d. h. proportional der örtlichen Wassertiefe.

Ist h die mittlere Wassertiefe auf der Flächeneinheit einer Stelle des Flußbetts, so hat man den Ausdruck für die mittlere Schleppkraft daselbst

$$\sigma = \gamma\, J\, h \qquad 8$$

oder in Metern und Kilogrammen

$$S = 1000\, J\, h \quad \text{kg/m}^2$$

Von der Tiefe h_0 ab, in welcher der Widerstand eines Gerinnes kleiner ist als S, werden die Wandungen und die Sohle angegriffen, bzw. das Geschiebe setzt sich in Bewegung. Zum Inbewegungsetzen von Geschieben ist jedoch ein größeres S notwendig, als bei abnehmendem Wasserstand in

dem Moment vorhanden ist, in welchem die bewegten Geschiebe wieder zur Ruhe kommen.

B. Abfuhrziffer, abgeführte Geschiebemenge. In einem Gerinne sollen eine Anzahl Schichten Kies von gleicher Dicke und gleichem spezifischem Gewicht übereinander liegen. Die zur Bewegung einer (der obersten) Schicht notwendige Schleppkraftstärke sei S_0, ferner sei q die sekundlich durch einen Breitenmeter des Gerinnes bewegte Geschiebemenge. Kreuter bezeichnet nun den Ausdruck:

$$\chi = \frac{q}{S(S - S_0)} \qquad 9$$

als Abfuhrzahl und erhält für ein Gerinne von der Breite b und der Tiefe h als sekundliche Abfuhrmenge $\int_0^b q\,d\,x$, wo $d\,x$ quer über das Gerinne gemessen wird. Mit Gl. 9 folgt hieraus spezieller als sekundliche Geschiebeführung in Kubikmetern:

$$G = \chi \int_0^b S\,(S - S_0)\,d\,x \qquad 10$$

oder mit

$$S = 1000\,h\,J \qquad S_0 = 1000\,h_0\,J$$

$$G = \chi\ (1000\,J)^2 \cdot \mathfrak{S} \qquad 11$$

wobei

$$\mathfrak{S} = \int_0^b (h - h_0)\,h\,d\,x \qquad 12$$

das „Maß der Geschiebebewegung" ist.

In der Summe sind nur die Stellen des benetzten Umfangs zu berücksichtigen, an welchen $h > h_0$, da an allen flacheren Stellen Geschiebeabfuhr nicht stattfindet. Über die Größe von χ hat Kreuter Beobachtungen angestellt.

Auf eine diesbezügliche Anfrage erwiderte Kreuter, daß sich für Schleppkraftgrenzwerte S_0 von 1,27—2,20 kg/m² nach seinen neueren Studien die Abfuhrziffer ungefähr ausdrücken lasse durch

$$\chi = \frac{K}{S_0}\,100 \qquad 13$$

wo $K = 0{,}000309$—$0{,}000332$ ist und für S_0 immer der größere Grenzwert zu verwenden ist.

Kreuter führt weiter aus: „Da der Wert χ (Gl. 9) nur für einerlei S_0, nicht aber für jeden Wert von S_0 konstant ist, so darf auch in der Formel $\chi = K : S_0$ der Wert K nur annähernd als gleichbleibend angenommen werden für Werte von S_0, welche nicht zu weit voneinander abweichen. Man wird also, nach den Ergebnissen von Beobachtungen, Gruppen zu bilden

haben, deren Grenzen so zu wählen sind, daß innerhalb derselben ein Wert K als konstant angenommen werden darf, wenn eine gewisse Genauigkeitsgrenze eingehalten werden soll.

Wahrscheinlich wird K mit abnehmender Schleppkraft wachsen.

Anderseits werden sich für zwei nicht stark voneinander abweichende Schleppkraftgrenzen S_0' und S_0'' die betreffenden Abfuhrziffern annähernd verhalten wie

$$\frac{\chi'}{\chi''} = \frac{S_0''}{S_0'} \qquad 14$$

Hierdurch sind wir nunmehr in Stand gesetzt, die Betrachtungen und Schlüsse wesentlich zu erweitern, welche wir im Flußbau (Handb. d. Ing.Wiss.) auf die Voraussetzung gegründet hatten, daß in zwei zu vergleichenden Fällen nahezu $\chi' = \chi''$ bleibe."

C. Erfahrungswerte für S. Es sind nur wenig zuverlässige Werte bekannt. Angegeben werden die folgenden vgl. auch Schoklitsch, S. 54 Fußnote):

$S = 0{,}6$—$0{,}7$	kg/qm schleppt nach Kreuter groben Sand fort.
$S = 1{,}25$	kg/qm nach Kreuter unterer Grenzwert für feinen Kies.
$S = 2$—3	kg/qm nach Kreuter Widerstand am Rasen auf kurze Zeit.
$S = 3{,}0$	kg/qm Kalkgeschiebe der Isar unterhalb München bis Freising sowie im Inn zwischen Innsbruck und Kufstein.
$S = 4{,}0$	kg/qm Widerstand von Berauhwehrungen nach Lueger.

Weitere Widerstandszahlen kann man finden durch Beobachtungen darüber, bei welchem h und J Geschiebe, besonders auf Kiesbänken, bei abnehmendem Wasserstand eben nicht mehr bewegt werden.

D. Böschungsform. Bezeichnet man als Grenzwinkel ρ den Winkel, unter welchem eine sich selbst überlassene Böschung eben noch stehen bleibt, so muß sie einrutschen, sobald sie von fließendem Wasser berührt wird. Die künstliche Böschung eines Gerinnes muß also unter Wasser stets flacher sein als der Grenzwinkel (vgl. S. 48).

Da der Grenzwinkel auch von der Klebrigkeit der Masse beeinflußt wird, so muß er im allgemeinen größer sein als der natürliche Böschungswinkel α; nur bei ganz lockeren kohäsionslosen Massen (reinem, rundem Kies von kleinem, gleichem Korn) wird $\rho = \alpha$ werden können.

Je tiefer ein Böschungspunkt unter dem Wasserspiegel liegt, desto größer ist die an ihm wirkende Schleppkraft, in desto flacherer Neigung muß er also liegen. Die Böschungsneigung kann also vom Grenzwinkel bis auf Null herunter abnehmen. Hieraus ergibt sich die konkave Sohlenform natürlicher Gerinne!

In einem Profil mit wagrechter Sohle in der Tiefe h_s, an der die Schleppkraft S_s herrscht, sei ρ der Grenzwinkel über Wasser, α der natürliche Böschungswinkel in der Tiefe h, wo die Böschung von der Kraft S angegriffen wird. Dann gilt nach Kreuter die Beziehung:

$$\frac{S}{S_s} = \frac{h}{h_s} = \frac{\sin\rho - \sin\alpha}{\sin\rho + \sin\alpha} \qquad 15$$

Macht man die Böschung in der Tiefe h steiler als α, oder verwendet man die Neigung α in größerer Tiefe h als ihr zukommt, so muß man die Böschung an dieser Stelle befestigen.

Aus Gl. 10 ergeben sich nachstehende Werte von $n = S : S_s$.

Tabelle 19.

Böschung		$n = S : S_s$		
$1 : x$	$\alpha =$	$\rho = 90^\circ$	$\rho = 60^\circ$	$\rho = 45^\circ$
1 : 3	18° 30′	0,518	0,464	0,381
1 : 2	26° 30′	0 384	0,320	0,226
1 : 1,5	33° 40′	0,287	0,220	0,121
1 : 1,25	38° 50′	0,231	0,162	0,061
1 : 1	45° 0′	0,172	0,101	0,000
1 : 0,5	63° 30′	0,055	—	—

Der Ausdruck $S = n\,S_s$ besagt z. B. gemäß der Tabelle für $1 : x = 1 : 3$ und $\rho = 90^\circ$, daß, wenn an eine horizontale Sohle eine aus gleichem Material bestehende Böschung 1 : 3 anstößt, deren Widerstandsfähigkeit nur 0,518 derjenigen der horizontalen Sohle ist. Die Böschungsbefestigung muß also einen 1 : 0,518 = 1,93mal größeren Widerstand leisten können als das Material der ebenen Sohle. Eine Böschungsbefestigung kann nach oben hin an Widerstandskraft bzw. Stärke abnehmen und in der Wassertiefe h_0 aufhören. Für h_0 ergibt sich aus der allgemeinen Beziehung $S : S_s = h : h_s$ mit h_0 und S_0 für h und S: $h_0 = S_0 \frac{h_s}{S_s}$ und für $1 : x = 1 : 3$, $\rho = 90^\circ$

$$\text{mit } \frac{S}{S_s} = 0{,}518 \quad h_0 = 0{,}518\,h_s$$

oder mit Worten: In der Tiefe $h_0 = 0{,}518\,h$ ist die Schleppkraft 0,518 derjenigen an der ebenen Sohle. Der Widerstand der dreifüßigen Böschung ist also dort nach vorstehendem gleich der Schleppkraft, die Böschung braucht also von dort ab aufwärts nicht mehr befestigt zu werden.

E. Profilberechnung. Die Geschiebebewegung, deren Maß durch Gl. 12 gegeben ist, beginnt (Fig. 29) erst unterhalb der Tiefe h_0 in der schraffierten Fläche vom Inhalt M, deren Schwerpunkt um x unter

der Horizontalen JK liegt. Dann ergibt sich als Maß der Geschiebebewegung schließlich

$$\mathfrak{S} = M(h_0 + 2x) \qquad 16$$

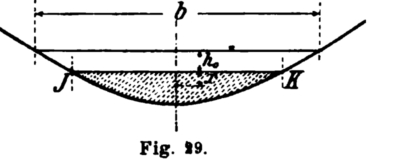


Fig. 29.

Besitzt man aus Beobachtungen den Wert S_0, wo eben Geschiebebewegung beginnt, so kann man aus Gl. 1 h_0 und damit aus einem Flußquerprofil M, x und $\mathfrak{S}$ bestimmen.

Auf einer Musterstrecke sei gegeben χ, J und $\mathfrak{S}$ und für das zu berechnende Profil solle gelten χ_1, J_1 und $\mathfrak{S}_1$, so muß nach Gl. 11 sein:

$$\chi_1 J_1^2 \mathfrak{S}_1 = \chi J^2 \mathfrak{S}$$

woraus sich

$$\mathfrak{S}_1 = \frac{\chi}{\chi_1} \cdot \left(\frac{J}{J_1}\right)^2 \cdot \mathfrak{S} \qquad 17$$

ergibt. Die Berechnungen werden durch die Beziehung Gl. 14 erleichtert. Wenn man über χ nicht genügend orientiert ist, sucht man sich mit der neuen Strecke den Verhältnissen der Musterstrecke möglichst anzupassen, so daß $\chi : \chi_1$ nahezu gleich 1 wird.

Beispiel 1. Für die Rienz bei Vintl im Pustertal erhielt Kreuter $S_0 = 3{,}65$ kg/qm $J = 0{,}0036$ und $\mathfrak{S} = 263{,}8$ m². Die Hochwassermenge war $Q_{max} = 450$ m³/s. — Mit $K = 0{,}00033$ kommt

$$\chi = \frac{0{,}00033}{3{,}65} = 0{,}00009$$

Daher nach Gleichung 11

$$G = 0{,}00009 \cdot 3{,}6^2 \cdot 263{,}8 = 0{,}31 \text{ m}^3/\text{s}$$

oder 27 000 m³ im Tag. Ferner ist

$$G : Q_{max} = 0{,}31 : 450 \cong 1 : 1500$$

Nach Kreuter ist dieses Ergebnis „nicht unwahrscheinlich, und eher zu groß als zu klein".

Anm. Für die abgeführte Geschiebemenge hat nach Forchheimer [66] S. 482 neuerdings A. Schoklitsch einen Ausdruck gefunden. Bedeuten: G_1 die Geschiebemenge in Sekundenkubikmeter (ohne Zwischenräume) pro Meter Breite,

γ und γ_1 das Einheitsgewicht des Wassers bzw. der Geschiebe (in Kilogramm pro Kubikmeter),

h_0 die Wassertiefe, bei der soeben Geschiebeabfuhr beginnt, so wurde erhalten:

$$G_1 = 0{,}54 \frac{\gamma^2}{\gamma_1 - \gamma} hJ(hJ - h_0 J_0) \qquad 18$$

worin „J_0 neben h_0 in die Formel gesetzt wurde, weil die Bestimmung der das Geschiebe soeben bewegenden Grenzschleppkraft S_0 bei einem anderen Gefälle als J geschehen darf. Mit J_0 ändert sich eben h".

Beispiel 2. Ein Flußprofil, dessen wagrechte Sohle der Schleppkraft des Wassers eben noch widersteht, soll die in Fig 30 skizzierte durchweg mit gleichartigem Material zu befestigende Böschung erhalten. Es sei $\rho = 90^0$.

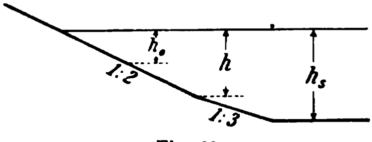


Fig. 30.

1. Wie hoch muß der Schutz der zweifüßigen Böschung reichen?

2. In welcher Tiefe liegt der Böschungsknick?

Zu 1. Aus Gl. 16 folgt für $S = S_0$ und $h = h_0$

$$\frac{S_0}{S_s} = \frac{h_0}{h_s}$$

und hiermit aus der Tabelle 19 mit $\rho = 90^\circ$ und zweifüßiger Böschung:

$$\frac{h_0}{h_s} = 0{,}384, \quad \text{also } h_0 = 0{,}384 \cdot h_s$$

Zu 2. Da die Befestigung vollkommen gleichartig sein soll, so muß der Knick in der Tiefe h liegen, wo eine zweifüßige Böschung ebenso stark beansprucht wird, wie der untere Rand der dreifüßigen in der Tiefe h_s.

In der Tiefe h_s ist auf horizontaler Sohle:

$$S_{h_s} = 1000\, h_s\, J$$

Eine dreifüßige Böschung besitzt an ihrem unteren Rand in der Tiefe h_s bei $\rho = 90^\circ$ (vgl. Tabelle 19) den 0,518fachen Schleppkraftsgrenzwert, wie die wagrechte Sohle in dieser Tiefe, also den Grenzwert:

$$S_3 = 0{,}518\, h_s\, J = 0{,}518\, S_{h_s}$$

Für eine zweifüßige Böschung ergibt sich in der Tiefe h_s ebenso als Schleppkraftsgrenzwert bei $\rho = 90$

$$S_2 = 0{,}384\, h_s\, J = 0{,}384\, S_{h_s},$$

also in der Tiefe h

$$S_{h_2} = 0{,}384\, S_{h_s} \frac{h_s}{h}$$

Es muß nun nach der Aufgabe sein $S_{h_2} = S_3$, woraus man erhält:

$$0{,}384\, S_{h_s} \frac{h_s}{h} = 0.518\, S_{h_s} \quad \text{und} \quad h = \frac{0{,}384}{0{,}518} h_s = 0{,}74\, h_s$$

Beispiel 3. Gegeben sei eine Musterstrecke mit v, Q, F, U, J, S_o, $\mathfrak{S}$. In einer neu zu berechnenden Strecke soll gelten: v', Q, F', U', J'. Dann muß in dem neuen Profil sein:

$$F'\, v' = Q \text{ und } F'\, k \sqrt{P'} = \frac{Q}{\sqrt{J'}} = N \qquad 19$$

und mit

$$h_0' = \frac{S_0}{1000\, J'} \qquad \mathfrak{S}' = M\,(h_0' + 2\,x) \qquad 20$$

Bei sehr langgestreckten Trapezen ist nahezu richtig $x = \frac{h - h_0'}{2}$, somit wird (Fig. 31):

$$\mathfrak{S}' = M\, h = [s + \beta\,(h - h_0')]\,[h - h_0']\,h \qquad 21$$

Aus der Fig. 31 folgt weiter:

$$F' = (s + \beta h)\,h \text{ und } U' = s + 2\,h\sqrt{1 + \beta_2} \qquad 22$$

und aus Gl. 20:

$$s = \frac{\Sigma'}{(h - h_0')\,h} - \beta\,(h - h_0') \qquad 23$$

Man nimmt nun für h eine Reihe von Werten größer als h_0' an und setzt sie in Gl. 23 ein; mit diesen s und einem richtig gewählten β werden mit Gl. 22 F' und U' und dann mit Gl. 19 die Werte $f(h) = F'\,k\,\sqrt{P'}$ gerechnet. Man trägt nun eine Kurve auf, wobei die h Abszissen, die $f(h)$ Ordinaten sind und greift das dem $N = \frac{Q}{J'}$ entsprechende h ab.

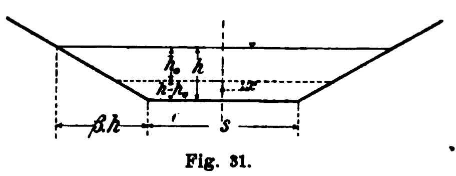


Fig. 31.

Die vorstehende Berechnung wird zunächst für einen Mittelwert von k durchgeführt. Eine zweite Berechnung kann man mit einem genaueren Wert machen.

Beispiel 4. Berechnung eines Kanals. In einem Kanal von der Böschung 1 : 2 und dem Verhältnis Sohlenbreite zu Wasserhöhe $2\,s : h = 3 : 1$ (vgl. Fig. 31), mit $S_0 = 1{,}25$ kg/m² und $m = 1{,}5$ in der kleinen Kutterschen Formel sollen $Q = 10$ cbm befördert werden.

Gesucht h und das Gefälle J. Aus der Form des Profils folgt

$$F = 4\,h^2 \qquad U = 6{,}46\,h \qquad P = 0{,}62\,h \qquad k = \frac{100\sqrt{0{,}62\,h}}{1{,}5 + \sqrt{0{,}62\,h}}$$

Mit dem Grenzwert $S_0 = 1000 \cdot h \cdot J$ wird

$$J = \frac{1{,}25}{1000\,h} = \frac{0{,}00125}{h}$$

also kommt mit

$$Q = v\,F = k\,F\sqrt{P\,J}$$

$$Q = 10{,}0 = 4\,h^2\,\frac{100\sqrt{0{,}62\,h}}{1{,}5 + \sqrt{0{,}62\,h}} \cdot \sqrt{0{,}62\,h\,\frac{0{,}00125}{h}}$$

oder:

$$8{,}98 = \frac{h^2 \cdot \sqrt{0{,}62\,h}}{1{,}5 + \sqrt{0{,}62\,h}}$$

Nach der Bestimmung von h ergibt sich ohne weiteres der Wert von J.

Über weitere Besprechungen vgl. Handb. d. Ing.Wiss., 4. Aufl., III. Teil, 6. Bd., 1. Lief., 1. Kap., ferner Z. B. 1908 vom 22. Februar. Über andere Auffassungen s. Luegers Lexikon der gesamten Technik, 2. Aufl., Nachtragsband, Artikel Schleppkraft; sowie [66].

§ 10. Besondere und Gesamtwiderstände in Leitungen und Gerinnen.

A. Besondere Widerstände. Die besonderen Widerstände in einer Rohrleitung sind im Vergleich zum Gesamtwiderstande, wenn die Länge der Leitung nur einigermaßen bedeutend ist, in der Regel so klein, daß man sie in Rücksicht auf den ohnehin etwas schwankenden Wert der Reibungswiderstände vernachlässigen kann. Wir unterscheiden zunächst nachstehende vier Arten besonderer Widerstände:

a) beim Eintritt des Wassers in eine Leitung: ζ_1;

b) bei Krümmungen der Leitung: ζ_2;

c) bei Querschnitts- bzw. Geschwindigkeitsänderungen: ζ_3. Hierbei ist zwischen allmählichen und plötzlichen Änderungen zu unterscheiden. Eine besondere Stellung nehmen Schieber (Ga 1894, S. 129) und Ventile ein. — Dazu kommt noch

d) die Berücksichtigung der normalen Reibungswiderstände: ζ. Damit erhält man eine Gleichung von der Form

$$h = \frac{v^2}{2g}\left[\zeta_1 + \zeta_2 + \zeta_3 + \zeta\right] = k\,v^2 \qquad 1$$

Zu a). Hier darf bei Seihern $\zeta_1 = 0{,}5$ angenommen werden, wenn der das Wasser einlassende Seiher so viele Öffnungen hat, daß ihre Gesamtfläche, dividiert durch die durchgeflossene Wassermenge, den Wert von 0,4—0,6 m ergibt. Ist kein Seiher vorhanden und das Rohr am Einlaufe gehörig abgerundet, so wird $\zeta_1 = 0$. Da in der Regel bei Wasserversorgungen v nicht größer als zu 1 m angenommen wird, wird h_1 im ungünstigsten Falle nur 2—3 cm, meistens viel kleiner.

Für weitere Werte vgl. § 17 und Taschenbuch Hütte Bd. 1.

Zu b). Für die Widerstände in schlanken Bögen vom Halbmesser r kann man setzen

$$\zeta_2 = 0{,}13 + 0{,}16\left(\frac{D}{r}\right)^{3,5},$$

doch dürfen sie meist unberücksichtigt bleiben. Für stark gekrümmte Bogenstücke von der Länge l gilt die Formel von Navier (in m):

$$h_2 = (0{,}0039 + 0{,}0186\,r)\,\frac{l}{r^2}\,\frac{v^2}{2g} \qquad 2$$

wo r den Krümmungshalbmesser bezeichnet. Beim Ablenkungswinkel φ kann man auch setzen:

$$\zeta_2 = \sin^2\frac{\varphi}{2} + \sin^4\frac{\varphi}{2} \qquad 3$$

Hat die Rohrleitung verschiedene Richtungsänderungen, die unter dem gleichen Krümmungshalbmesser r abgelenkt sind, so addiert man die Ab-

lenkungswinkel ohne Rücksicht auf ihren Sinn. Die gesamte Widerstandshöhe ist dann $= \Sigma\, h_2$.

Bei Berechnung von Wasserkraftdruckleitungen wird vielfach die Gleichung:

$$h_2 = \zeta \frac{\alpha^0}{90} \frac{v^2}{2g} \qquad 4$$

benutzt, wo α der Ablenkungswinkel und für den Krümmungsradius r und den Durchmesser D in Metern bei

$\frac{r}{D} =$	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2	3	4	5	6
$\zeta =$	0,294	0,223	0,183	0,164	0,152	0,145	0,134	0,132	0,1315	0,131

Ist $\Sigma\, \alpha^0$ die Summe aller Ablenkungswinkel, so gibt nach Holl die folgende Formel reichliche Werte in Meter Druckverlust:

$$h_2 = \frac{\Sigma\, \alpha^0}{1000}$$

Zu c). In Rohrleitungen kommen Querschnittsänderungen ohne entsprechende Mengenänderungen in der Regel nicht vor. Im anderen Fall setzt man

$$\zeta_3 = 1 - \left(\frac{v_0}{v}\right)^2 \qquad 5$$

Zahlreiche Versuchswerte über Querschnittsänderungen finden sich im „Taschenbuch Hütte" I.

In der Praxis wird man besonders bei offenen Gerinnen stets danach trachten, Querschnittsänderungen möglichst allmählich durchzuführen.

Bei Schiebern treten stärkere Widerstände erst gegen Ende der Schlußbewegung auf, dies kommt aber für den normalen Betrieb weniger in Betracht. Rückschlagventile erzeugen bei einem Ventilgewicht k (gemessen in der Flüssigkeit vom spezifischen Gewicht γ) eine Widerstandshöhe von mindestens:

$$h_2 = \frac{4\,k}{\gamma\, \pi\, D^2}$$

Müssen Schieber zur Regelung der Druckhöhe gedrosselt werden, so geschieht die Feststellung der richtigen Öffnungsgröße stets durch Probieren; die Verwendung von Formeln wäre hier umständlich und unzuverlässig.

Über die Wirkung von Inkrustationen vgl. unter f.

Zu d). Verwendet man die Kuttersche Formel, so erhält man mit

$$v = k\sqrt{P\, J} \quad \text{und} \quad J = \frac{h}{l}$$

$$h = \frac{v^2}{k^2} \frac{l}{P},$$

also mit Rücksicht auf das vor der Klammer in 1) stehende $\frac{1}{2g}$

$$\zeta = \frac{1}{k^2} = \frac{2g}{\left(\dfrac{100\sqrt{P}}{m + \sqrt{P}}\right)^2} \qquad 6$$

In Ge 1913, S. 248 hat Hanffstengel unter Anführung von Beispielen mit Recht darauf aufmerksam gemacht, wie wichtig (namentlich bei kurzen Leitungsstücken) die Berücksichtigung der besonderen Widerstände werden kann.

Neue Versuche an Rohrleitungen und Formstücken s. Z. 1911, Bd. 55, S. 1411. Über Ventilwiderstände s. [205] Aufgabe 187; ferner [205] Formelsammlung.

e) Berechnung der Dücker. Sie geschieht in folgender Weise:

Gegeben ist stets die sekundlich durchzuführende Wassermenge Q und entweder der zulässige Druckverlust h im Dücker oder die Wassergeschwindigkeit v bzw. ein zulässiger Grenzwert einer oder beider Größen. Dann bestehen für einen aus einem einzigen Rohr bestehenden Dücker die Beziehungen:

$$f = \frac{\pi d^2}{4} \quad \text{und} \quad v = \frac{Q}{f} \qquad 6$$

wo f der Querschnitt und d der Durchmesser des Dückers ist. Ferner gilt die Gl. 1 dieses Paragraphen. Die ζ-Werte sind ebendaselbst zu finden.

Besteht ein Dücker aus mehreren Rohren, so erfolgt die Berechnung in nachstehender Weise:

Es seien l_1, v_1, f_1, l_2, v_2, f_2 usw. die Längen, Geschwindigkeiten und Querschnitte der einzelnen Rohre, Q die gesamte abgeführte Wassermenge, so ist zunächst

$$v_1 f_1 + v_2 f_2 + \ldots . = Q \qquad 7$$

ferner muß, da der Gesamtdruckverlust für alle Rohre gleich ist, sein

$$h = k_1 v_1^2 = k_2 v_2^2 = \ldots \qquad 8$$

wo die k aus Gl. 1 folgen. Sodann ergibt sich aus Gl. 1

$$v^1 = \sqrt{\frac{h}{k_1}} \qquad v_2 = \sqrt{\frac{h}{k_2}} \quad \text{usw.} \qquad 9$$

dies liefert mit Gl. 7

$$h = \frac{Q^2}{f_1 \frac{1}{\sqrt{k_1}} + f_2 \frac{1}{\sqrt{k_2}} + \ldots .} \qquad 10$$

Da die ζ-Werte in Gl. 1 von den noch unbekannten v abhängig sind, so muß man zunächst mit angenommenen v versuchsweise rechnen und erhält so einen ersten Wert des Nenners in Gl. 10 und hieraus einen Näherungswert h. Dies liefert einen verbesserten Wert v in Gl. 9 usw.

f) Inkrustationen. Verstärkte Wandungen. Für unreine Röhren ist die Veränderungsgröße der zuständigen Koeffizienten λ (§ 6, Gl. 4) wesentlich abhängig vom Durchmesser, so daß der Druckverlust für die Lichtweite von z. B. 100 mm bei schmutzigen Leitungen

nach Fanning nahezu auf das Doppelte dessen steigt, welcher bei reinen Leitungen stattfindet, daß dagegen für die Lichtweite von 1000 mm das Verhältnis beider nur = 1,3 ist. Etwa dasselbe Verhältnis (nämlich 1,36) fände statt, wenn man nach Kutter für reine Leitungen mit $m = 0{,}12$, für unreine mit $m = 0{,}25$ rechnete.

Dabei ist selbstverständlich vorausgesetzt, daß durch die Verunreinigung die Lichtweiten nicht geändert wurden, sondern nur eine vermehrte Rauhigkeit an der Innenfläche der Rohrleitungen eingetreten ist. Demjenigen Druckverluste, welcher infolge der durch Inkrustation entstehenden Verengung der Röhren sich geltend macht, kann man sowohl durch Vergrößerung von λ, als auch durch Berücksichtigung der veränderten Lichtweite Rechnung tragen. Man nimmt deshalb bei Bestimmung der Rohrdurchmesser bisweilen von vornherein einen Zuschlag an, welcher der möglichen Dicke der Inkrustation entspricht. Wir raten ihn nicht zu groß zu wählen und die Leitungen lieber später gegebenenfalls rechtzeitig zu reinigen.

Nehmen wir an, die Dicke eines nach Jahren im Rohre angesetzten Niederschlages betrage $\frac{m}{2}$ Millimeter, so hätte man den Durchmesser:

$$D = \sqrt[5]{\frac{\lambda \cdot Q^2}{J}} \qquad 11$$

um m Millimeter zu vermehren, oder aber, wenn das gleiche Resultat durch Vergrößerung von λ erscheinen sollte, statt λ den Wert $\lambda\left(1 + \frac{m}{1000\,D}\right)^5 = \lambda_m$ zu setzen. Für verschiedene Werte von m ermitteln sich nach Lueger folgende λ_m bei den üblichen Durchmessern:

Tabelle 20.

D	λ_m $m = 2$	λ_m $m = 4$	λ_m $m = 6$	D	λ_m $m = 2$	λ_m $m = 4$	λ_m $m = 6$
0,025	1,470 λ	2,100 λ	2,932 λ	0,500	1,020 λ	1,041 λ	1,062 λ
0,050	1,217 λ	1,469 λ	1,762 λ	0,600	1,017 λ	1,034 λ	1,051 λ
0,100	1,104 λ	1,217 λ	1,338 λ	0,700	1,015 λ	1,029 λ	1,044 λ
0,200	1,051 λ	1,104 λ	1,159 λ	0,800	1,013 λ	1,025 λ	1,038 λ
0,300	1,034 λ	1,067 λ	1,104 λ	0,900	1,011 λ	1,021 λ	1,034 λ
0,400	1,025 λ	1,051 λ	1,077 λ	1,000	1,010 λ	1,020 λ	1,030 λ

Aus dieser Betrachtung folgt, daß gerade bei Röhren von kleinen Lichtweiten mit zunehmender Inkrustation die Fähigkeit zum Transport von Wasser viel rascher abnimmt, als wenn sich die Inkrustation in gleicher Stärke an großen Röhren absetzt; eine Berücksichtigung späterer Inkrustation wird mit anderen Worten bei kleinen Lichtweiten der Röhren notwendiger sein, als bei großen.

Die Verwendung des Koeffizienten $m = 0{,}25$ in der kleinen Kutterschen Formel ergibt für Lichtweiten unter 200 mm etwas größere Reibungsverluste als die Versuche. Neue Leitungen unter $D = 200$ mm liefern somit mehr Wasser als die Formeln ergeben. Mit Rücksicht auf die Inkrustation ist dies sicherlich kein Nachteil der Formeln. Vgl. hierzu auch § 14, Nr. 6.

Die Herstellung von Rohren mit verstärkten Wandungen erfolgt so, daß die Verstärkung eine entsprechende Verringerung der Lichtweite zur Folge hat. Dies muß gegebenenfalls bei der Dimensionierung berücksichtigt werden.

g) Richtungsänderung bei Gerinnen. Bedeuten b die Breite des rechteckig angenommenen Gerinnes, h die Wassertiefe, r den Halbmesser der Krümmung, $v = k\sqrt{hJ}$ die Geschwindigkeit auf der geraden Strecke, so ist nach Boussinecq u. a. (vgl. [66] S. 241) das Gefälle auf der gekrümmten Strecke berechenbar nach

$$J_r = \frac{v^2}{h}\left[\frac{1}{k^2} + \frac{3}{4k^2}\sqrt{\frac{b}{r}}\right] \qquad 12$$

Beispiel. Bei einem rechteckigen Gerinne von der Rauhigkeit $m = 1{,}5$ (Kutter) sei $b = 4{,}0$ $h = 0{,}6$ $J = 0{,}0009$. Dann ist $F = 2{,}4$; $U = 5{,}2$; $P = 0{,}46$; $\sqrt{P} = 0{,}68$; $k = 31$; $v = 0{,}63$; $Q = 1{,}51$. Wie groß ist J in einer Krümmungsstrecke von $r_1 = 5{,}00$ m bzw. $r_2 = 3{,}00$ m? — Es ist

$$J_1 = \frac{0{,}63^2}{0{,}6}\left[\frac{1}{31^2} + \frac{3}{4 \cdot 31^2}\sqrt{\frac{4{,}0}{5{,}0}}\right] = 0{,}00115$$

$$J_2 = \frac{0{,}63^2}{0{,}6}\left[\frac{1}{31^2} + \frac{3}{4 \cdot 31^2}\sqrt{\frac{4{,}0}{3{,}0}}\right] = 0{,}00128$$

B. Gesamtwiderstand einer Rohrleitung bei gleichmäßiger und verschiedenartiger Entnahme. Bezeichnet man die Summe aller besonderen Widerstände in einer Rohrleitung von der Länge L mit z, so ergibt sich der Gesamtwiderstand zu

$$H = z + \frac{\lambda Q^2}{D^5} L \qquad 13$$

und wenn der Summand z vernachlässigt wird, wie dies bei bedeutenderer Länge L unbedenklich geschehen kann, so ergibt sich:

$$H = \lambda \frac{Q^2}{D^5} L \qquad 14$$

Wird eine Leitung in n Teile geteilt, am Ende jedes Teils die Menge q_1, $q_2 \ldots$, am Ende der ganzen Leitung q_e entnommen, so ist der Gesamtdruckverlust gegeben durch die Summe der Teildruckverluste, es ist:

$$H = h_1 + h_2 + \ldots + h_n + h \qquad 15$$

und man erhält für n Entnahmestellen mit der allgemeinen Gleichung:

$$H = \lambda \frac{L Q^2}{D^5}$$

$$H = \lambda \frac{L}{D^5} \left[Q^2 \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{2n} + \frac{1}{6n} \right) + 2 Q q_e \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2n} \right) + q_e^2 \right] \qquad 16$$

Ist n sehr groß, so kommt hieraus:

$$H = \lambda \frac{L}{D^5} \left[\frac{Q^2}{3} + Q q_e + q_e^2 \right] = \lambda \frac{L}{D^5} (a Q + q_e^2) \qquad 17$$

Für a in der letzten Gleichung hat Dupuit den Mittelwert 0,55 gegeben (vgl. [204] Bd. 2, § 157).

Mit $q_e = 0$ folgt aus Gl. 16:

$$H = \lambda \frac{L}{D^5} Q^2 \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{2n} + \frac{1}{6n} \right) \qquad 18$$

und für sehr großes n aus Gl. 17:

$$H = \frac{1}{3} \lambda \frac{L \cdot Q^2}{D^5} \qquad 19$$

In diesem Fall ist also der Gesamtdruckverlust $^1/_3$ desjenigen, der auftritt, wenn die ganze Wassermenge bis ans Ende der Leitung geführt wird.

Anm. Über den Begriff der Drucklinie Seite 85 und [201], [204].

C. Formeln zur Leitungsdimensionierung bei Kreisprofilen.

Im folgenden stellen wir die wichtigsten für die Berechnung von Leitungen in Betracht kommenden Formeln nochmals kurz zusammen.

1. Eine einzige Strecke mit Abgabe nur am Ende; vgl. Formel 14:

$$h = \lambda \frac{Q^2}{D^5} L \qquad 20$$

2. Mehrere (n) aneinanderanschließende Strecken, je mit Abgabe nur am Ende (aus Formel 14):

$$h = \sum_0^n \lambda \frac{Q^2}{D^5} L \qquad 21$$

3. Eine einzige Strecke mit konstanter Entnahme ohne Abgabe am Ende; vgl. Formel 19:

$$h = \frac{1}{3} \frac{\lambda Q^2}{D^5} L \qquad 22$$

4. Eine einzige Strecke mit gleichmäßiger Wasserverteilung (Q auf L) und mit Abgabe (q_e) am Ende; vgl. Formel 17:

$$h = \frac{\lambda L}{D^5} \left[\frac{Q^2}{3} + Q q_e + q_e^2 \right] = \frac{\lambda L}{D^5} (a Q + q_e^2) \qquad 23$$

und mit dem Mittelwert $a = 0,55$

$$h = \frac{\lambda L}{D^5} (0,55 Q + q_e)^2 \qquad 24$$

5. Statt der Gl. 24 kann man eventuell zur Vereinfachung das arithmetische Mittel aus der Wasserführung am Anfang (Q_a) und am Ende (Q_e) der Strecke nehmen und erhält damit die Näherungsformel:

$$h = \frac{\lambda L}{L^5} \left(\frac{Q_a + Q_e}{2} \right)^2 \qquad 25$$

welche man z. B. für rohe Rohrnetzberechnungen verwenden kann.

6. Liegen mehrere aneinander anschließende Strecken nach Art der Fälle 3 und 4 vor, so bildet man wie in Fall 2 die Summe für die Druckverluste auf den einzelnen Strecken.

Handelt es sich um das Anlagenkostenminimum, so kann man die einfachen Formeln anwenden, welche Mannes in seiner Schrift: Die Berechnung von Rohrnetzen städtischer Wasserleitungen (München u. Berlin 1909) abgeleitet hat. Wir geben sie hier in der übersichtlichen Gestalt wieder, in welcher sie Brinkhaus in „Das Rohrnetz städtischer Wasserwerke" (München u. Berlin 1912, S. 51 ff.) zusammenstellte.

1. Leitung mit Abgabe Q_k nur am Ende:

$$d = \sqrt[5]{\frac{Q_k \cdot \lambda L}{h}} \quad \text{wie Gl. 20} \qquad 26$$

2. Mehrere Strecken mit Abgabe je am Ende der Einzelstrecken. Ist n die Nummer einer Strecke, so gilt für sie

$$h_n = C \sqrt[3]{Q_{kn}} \, (L_n + h_{n-1}) \text{ mit } C = \frac{h}{\Sigma \left(L_n \sqrt[3]{Q_{kn}} \right)} \qquad 27$$

3. Eine einzige Strecke mit konstanter Entnahme ohne Abgabe am Ende. Ist h der Druckverlust am Ende der Strecke, so erhält man für den Punkt x vom Ende der Strecke an gemessen, den Druckverlust

$$h_x = h \left[1 - \left(\frac{L_x}{L} \right)^{3/2} \right] \qquad 28$$

4. Eine einzige Strecke mit konstanter Entnahme und mit Abgabe am Ende. Bedeutet

q die Abgabe pro lfd. Meter,
Q_Q die Wasserführung bei a,
$Q_x = q\, L_x + Q_e$ die Wasserführung bei x,
Q_e die Wasserführung am Streckenende, also bei $x = 0$,

so erhält man

$$h_x = \frac{h \left(Q_a^{4/3} - Q_x^{4/3} \right)}{Q_a^{4/3} - Q_e^{4/3}} \qquad 29$$

5. Mehrere Strecken hintereinander, teilweise mit a) konstanter Entnahme, b) Abgabe am Ende.

Zu a). Man verwendet den Fall 2.

Zu b). Man erhält:

$$h_n = \frac{3\,C}{4\,q} \left[Q_{a\,n}^{4/3} - Q_{e\,n}^{4/3} \right] + h_{n-1} \qquad 30$$

mit

$$C = \frac{h}{\Sigma \sqrt[3]{Q_{k\,n}\, L_n} + \frac{3}{4\,q}\, \Sigma \left(Q_{a\,n}^{4/3} - Q_{e\,n}^{4/3} \right)} \qquad 31$$

Die Berechnung darf nicht ohne Berücksichtigung des Geländelängenprofils geschehen. — Zu vorstehenden Formeln hat Brinkhaus noch Tabellen gegeben.

§ 11. Formeln von Kutter und Ganguillet für den Wert k.

1. Der Koeffizient k in Gl. 12 des § 2 und demnach auch der Koeffizient λ von Gl. 4 des § 6 wurden ursprünglich als konstant angesehen: Eytelwein und Dupuit setzten $k = 50{,}93$ (vgl. S. 37). Auch heute noch werden bei Näherungsrechnungen (z. B. bei Durchlaß- oder Stadtrohrnetzdimensionierungen) die Gleichungen von Dupuit und von Eytelwein verwendet, besonders in der bequemen Form der Gl. 7 des § 6. Doch ist hierbei Vorsicht geboten, da sie eine genaue Durchmesserbestimmung nicht gestatten. Besser wäre es auch in diesem Fall, mehrere Koeffizienten zu verwenden; z. B. wenn man es zu tun hat mit Durchmessern

von $D = 100$ bis $D = 300$	$k = 45$	bzw.	$\lambda = 0{,}0031$
„ $D = 200$ „ $D = 300$	$k = 50$	„	$\lambda = 0{,}0026$
„ $D = 200$ „ $D = 400$	$k = 52$	„	$\lambda = 0{,}0024$
$D > 400$	$k = 60$	„	$\lambda = 0{,}0018$

In Wahrheit ist also der Wert k stark veränderlich und zwar auch so, daß er zunimmt, wenn die Rauhigkeit der Profilwände abnimmt und wenn P wächst*).

Die Formeln von Kutter und Ganguillet haben ebenso wie diejenigen von Bazin bei ihrer Anwendung zur Berechnung natürlicher Wasserläufe den Erwartungen nicht ganz entsprochen (vgl. hierüber § 15). Trotzdem sind diese Formeln hier aufgenommen, da sie namentlich bei kleineren Gerinnen besonders in der kürzeren Form von Gl. 2 und zur Berechnung von Leitungen, wo sich k experimentell einfach bestimmen läßt, immer gute Dienste leisten können. Trotzdem bleibt auch hier die Wahl eines richtigen Rauhigkeitskoeffizienten häufig eine ebenso schwierige als verantwortungsvolle Arbeit. Das in der Folge gegebene Material sucht sie zu erleichtern.

Kutter und Ganguillet fanden auf Grund von Versuchen nachstehende Formeln für k:

$$k = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right)\frac{n}{\sqrt{P}}} \qquad 1$$

*) Wie sehr der Wert k von n und P abhängig ist, zeigt die folgende Zusammenstellung:

P	a	$n = 0{,}03$	$n = 0{,}025$	$n = 0{,}02$	$n = 0{,}015$
1,0	für jedes J	33	40	50	67
2,0	$J = 0{,}0005$	38	45	55	72
3,0	$J = 0{,}0005$	41	48	58	76
4,0	$J = 0{,}0005$	42	49	59	77

Diese Formel kann nach Lueger bei Gefällen $J \geq 0{,}0005$ (1 : 2000) stets ersetzt werden durch den einfacheren Ausdruck:

$$k = \frac{100\sqrt{P}}{m + \sqrt{P}} \qquad 2$$

Gl. 2 ist nicht aus 1 entstanden, sondern unabhängig von ihr ermittelt. Nach Rümelin [170] S. 118 soll stets die Verwendung der „kleinen" Formel genügen.

2. Der Koeffizient n. In Gl. 1 findet sich ein Koeffizient n, für welchen Kutter und Ganguillet eine große Anzahl Messungen an sehr verschiedenen Wasserläufen benutzten. Eine graphische Darstellung der Werte $n\ P\ J$ findet sich in [125], ein neues Verfahren mit Tabelle hat Rother in der Z. G. K. Bd. XI, Heft 2 gegeben. In der folgenden Tabelle geben wir einige n-Werte wieder und betonen wiederum, daß sie mit großer Vorsicht auszuwählen sind.

Tabelle 21. Werte des Koeffizienten n nach Kutter.

	$n =$	$1 : n =$
1. Kanäle von sorgfältig gehobeltem Holz, glätteste Materialien	0,010	100,00
2. Kanäle aus Brettern, weite Eisen- und Eisenbetonrohre	0,012	83,33
3. Zementputz, je nach Ausführung	0,013—0,017	76,92—58,82
4. Kanäle aus Bruchsteinmauerwerk; rauher Zementputz	0,017	58,82
5. Glatt gepflasterte Böschungen, glattere Felsarten	0,022	45,45
6. Kanäle in Erde; Bäche, Flüsse ohne Geschiebe	0,025	40,00
7. Gewässer, hier und da mit Geschieben und Wasserpflanzen; Wildbachschalen	0,028	35,71
8. Gewässer, mit grobem Schotter und Geschieben, rauhe Felsufer	0,03—0,035	33,33—28,57
9. Drainsgräben (preußische Angabe)	0,03	33,33

Hierzu führen wir noch folgende Beobachtungen an:

a) In Z. 1911, Bd. 55, S. 1415, berichtet Reichel über Reibungsverluste an einem roh gesprengten, nicht ausgemauerten Stollen. Es war $F = 9{,}5$ qm, $U = 11{,}4$ m, $J = 1 : 341$ und man erhielt für

Q zwischen	v zwischen	n (Kutter) zwischen	c (Bazin neu) zwischen
2,3 und 3,7	10,24 und 0,39	0,031 und 0,033	1,64 und 1,73
5,8	0,61	0,032	1,75
7,6	0,81	0,033	1,85

b) In Eng. News vom 6. Juni 1907 werden auf Grund von Versuchen in Südkalifornien nachstehende Werte des Koeffizienten n empfohlen.

Für offene Gerinne aus glattem Mauerwerk oder Zement	$n = 0{,}018$
Für ausbetonierte Stollen oder bedeckte gemauerte Leitungen	$n = 0{,}014$
Für Stahlrohre mit nicht versenkten Nietköpfen	$n = 0{,}016$
Für Erdkanäle, deren Sohle nach dem Ausbaggern nicht geglättet wurde	$n = 0{,}275$

Über Messungen am Susquehanna, die $n = 0{,}05$ ergaben, s. Eng. News 1904 (52), S. 104; über solche am Canadianfluß mit $n = 0{,}012$ (!?) s. Eng. rec. Nr. 25 v. 21. Dezember 1912, S. 695.

c) Anläßlich des Baues der zweiten Wiener Hochquelleitung wurden in zwei unter verschiedenen hydraulischen Verhältnissen stehenden ungefähr 2000 m langen Meßstrecken der ersten Hochquelleitung die zugehörigen Gefälle und Wasserquerschnitte genau erhoben und die Wassermengen geeicht. Hieraus ergab sich für „alten" Zementputz $n = 0{,}0116$. Die Ergebnisse stimmten mit der neuen Formel von Bazin gut überein.

d) Das Kgl. Bayrische Hydrotechnische Bureau erhielt an einem neuen Oberwasserkanal zu Traunstein bei genauer Wassermessung folgendes Ergebnis: Beschaffenheit des Messungsprofils: Trapezförmiger Querschnitt, linke Uferwand geböscht, rechte Uferwand lotrecht. Wasserspiegelbreite: 7,79 m; Sohlenbreite: 7,20 m, durchschnittliche Wassertiefe 0,56 m. Sohle und linkes Ufer: rauher Kiesbeton ohne Verputz, rechtes Ufer gut verfugte Bruchsteinquader. Gemessenes Wasserspiegelgefälle 0,76 ‰, gemessene mittlere Profilgeschwindigkeit: 0,83 m/s, Rauhigkeitskoeffizient der Ganguillet-Kutterschen Formel: $n = 0{,}020$. Widerstandskoeffizient für künstliche Gerinne in der Siedekschen Geschwindigkeitsformel $w = 1{,}74$.

e) Bei den Stollen der Wasserkraftanlage an der Nagold bei Teinach (Württemberg) mit $F = 4{,}82$ qm, $Q = 6{,}35$ m, $J = 0{,}0004$ wurde $n = 0{,}012$ verwendet. Die Stollen haben Haubenprofil von 2,70 m Höhe und 2,40 m Breite, sind betoniert und mit Glattstrich versehen.

f) Bei dem Projekt für die Regulierung des Luganer Sees ist ein Normalprofil von 45 m Sohlenbreite (in Erde) und Ufermauern mit Anzug 1 : 5 vorgesehen. Zur Berechnung wurde in der großen Kutterschen Formel der Koeffizient $n = 0{,}025$ angenommen. (Schweiz. Wasserwirtschaft 1913, S. 15.)

g) Für gepflasterte Straßenrinnen mit $Q = 1{,}6$—20 l/s fand Musat $n = 0{,}014 \div 0{,}0155$.

h) Budau fand (Ö. Z. 1914, S. 141) für ein Eisenbetonrohr von $D = 2200$ mm $l = 1280$ m bei $Q = 4{,}722$ m^3/s $v = 1{,}24$ m mit $J = 0{,}0005$ $k = 75$, während sich mit $n = 0{,}01$ $k = 85{,}5$ ergeben würde.

Bezüglich großer Rohrdurchmesser hat Budau aus seinen Versuchen (Ö. Z. 1914, S. 141) den Schluß gezogen, daß „man für Eisenbetonrohrleitungen und jedenfalls auch für schmiedeiserne Leitungen oder Leitungen aus anderen Baumaterialien bei großen Durchmessern berechtigt ist, den Druckhöhenverlust nach jenen Formeln zu berechnen, welche für offene Gerinne Gültigkeit haben, wobei bei Anwendung der Formel von Bazin (Rauhigkeitsgrad II) die Rechnung noch größere Verluste angibt, als sie praktisch zu gewärtigen sein werden. Es ist anzunehmen, daß bei noch größeren Rohrdurchmessern, wenn nicht exzeptionell hohe Wassergeschwindigkeiten Anwendung finden, die Behandlung dieser geschlossenen Rohrleitungen

nach den Formeln für offene Gerinne die gleichen Rauhigkeitsgrade verträgt, wie sie bei letzteren dem Material der Ufer und Sohle entsprechend einzuführen wären".

Die Tabelle Nr. 22 Seite 74 f. dürfte noch einige Anhaltspunkte zur Bestimmung von *n*, *m* und *c* geben. Die beiden letzten Werte sind aus den Werten von *k* und *P* berechnet. Das Verständnis der Werte wird durch die Fig. 32—45 erleichtert.

Anm. Ist ein offenes Profil stellenweise mit hohem Gras oder Buschwerk bewachsen, so scheidet diese Zone für die Berechnung des Querschnitts aus, wenn in ihr keine nennenswerte Wasserbewegung stattfindet. Man muß also eventuell für den Graswuchs einen Zuschlag zur berechneten Breite und Tiefe machen. Die Rauhigkeit eines Betts ist bei vorhandenem Graswuchs kleiner als bei nacktem Boden. Verkrautung beeinflußt den Pegelstand bei gleichbleibender Wassermenge oft sehr bedeutend, man darf also bei Gerinnen mit zeitweiser Verkrautung aus gleichen Pegelständen keinesfalls immer auf gleiche Wasserführung schließen.

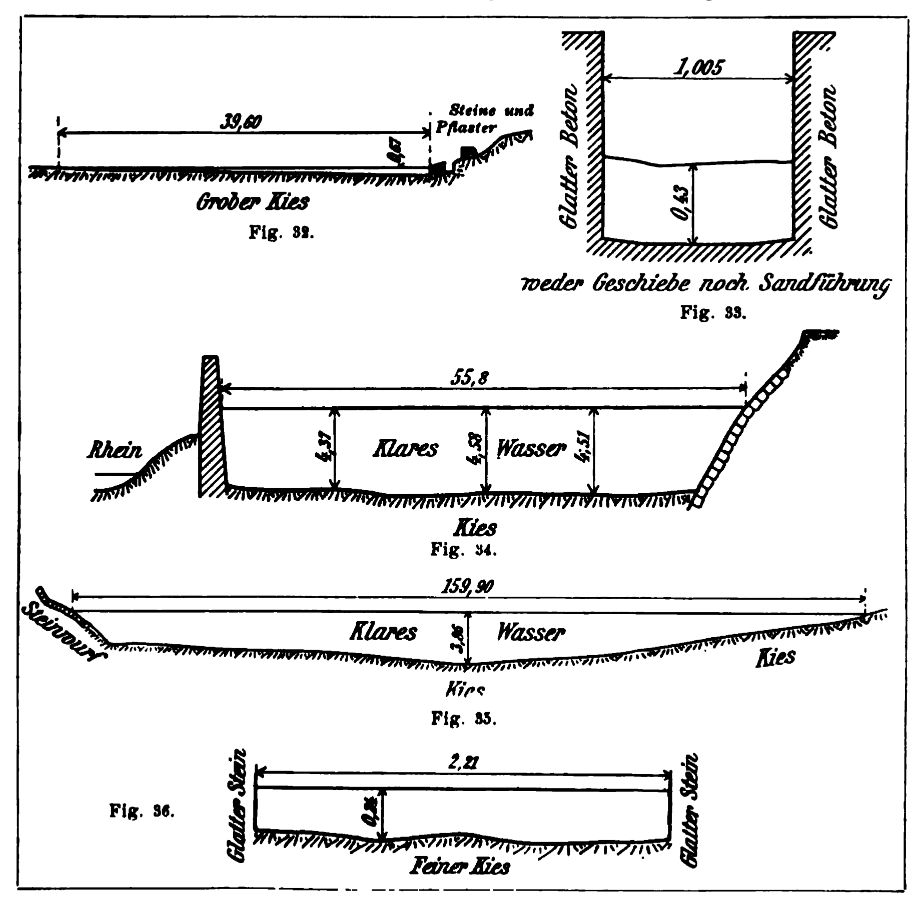


Fig. 32.
Fig. 33.
Fig. 34.
Fig. 35.
Fig. 36.

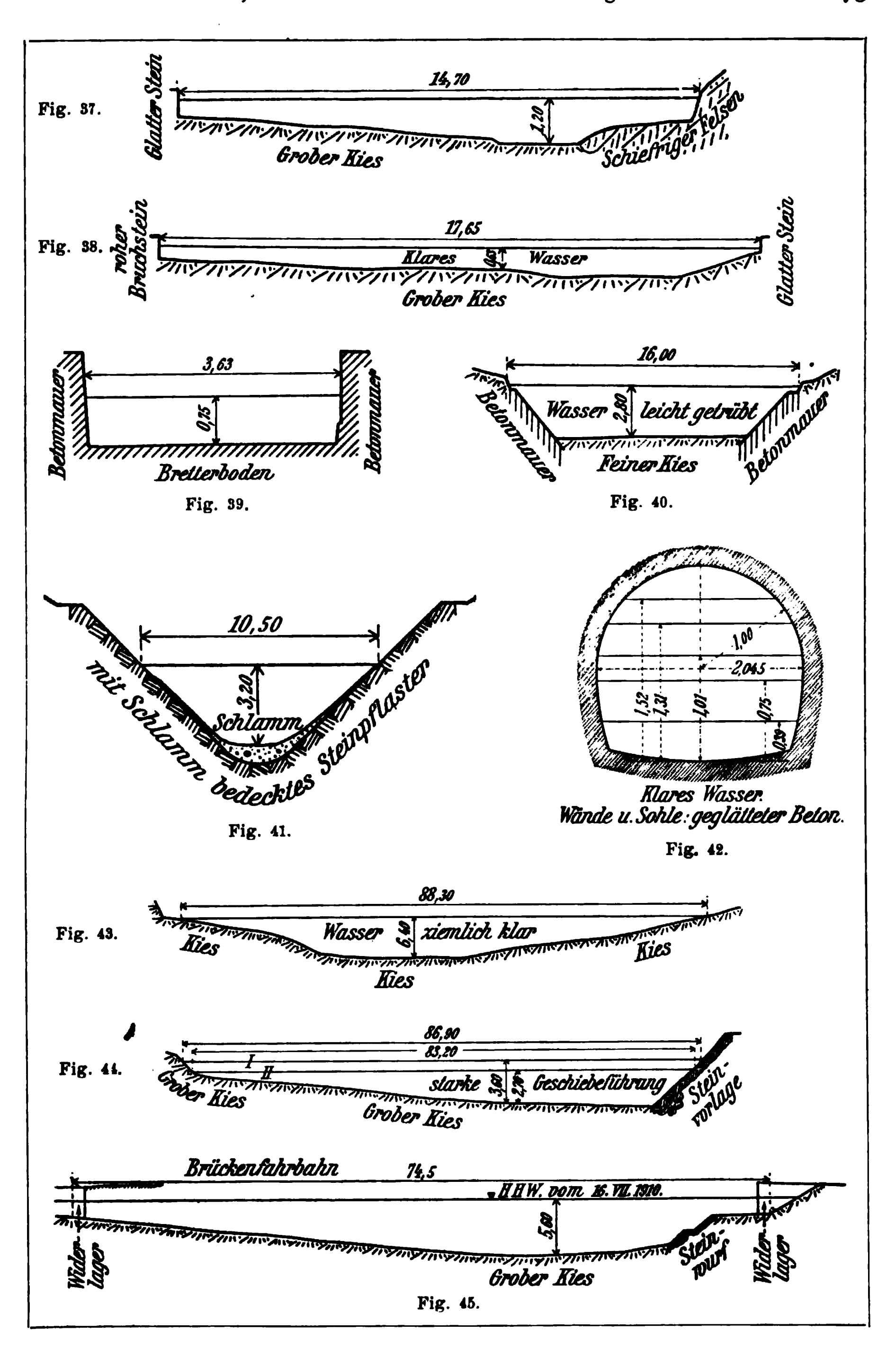


Fig. 37.

Fig. 38.

Fig. 39.

Fig. 40.

Fig. 41.

Fig. 42.

Fig. 43.

Fig. 44.

Fig. 45.

Tabelle 22. **Gemessene Werte von**

Lfd. Nr.	Gewässer	Abbildung im Text	1	2	3	4
			b	h_{max}	F	U
1.	Vorderrhein bei Ilanz	—	23,0	0,70	8,84	23,67
2.	„ „ „	32	39,6	0,67	14,585	40,29
3.	Nolla bei Thusis	—	2,0	0,20	0,342	2,29
4.	Abflußkanal des Albulatunnels	—	0,6	0,41	0,237	1,35
5.	Abflußkanal des Simplontunnels (Iselle) .	33	1,005	0,444	0,434	1,868
6.	Ob.-W.-Kanal. Kraftw. Rheinfelden . .	34	55,730	4,673	228,583	60,60
7.	Rhein unterhalb Kraftw. Rheinfelden .	35	159,90	3,896	422,909	160,75
8.	Taverbach, Simplon.	36	2,21	0,253	0,511	2,64
9.	Rhone bei Zehnhäusern	37	14,69	1,181	10,938	15,92
10.	Simme bei Wimmis	38	17,65	0,758	10,006	18,34
11.	Mühlebach bei Burgdorf	39	3,63	0,748	2,662	5,01
12.	Kanal des städt. Elektrizitätswerks Aarau	40	15,89	2,789	37,622	18,66
13.	Kanal der Fabrik Festi Rasini	41	10,55	3,243	23,459	13,18
14.	Sitterstollen (Kubelwerk)	42	1,51	1,523	2,761	4,71
	„ „	—	1,80	1,308	2,401	4,19
	„ „	—	1,97	1,005	1,825	3,56
	„ „	—	1,98	0,753	1,333	3,06
	„ „	—	1,89	0,385	0,622	2,30
15.	Rhein bei Nol unterhalb Rheinfall . .	43	88,30	6,32	318,83	89,95
16.	Rhein bei Mastrils (Tandisbrücke) I . .	44	86,90	5,36	268,13	89,41
	II . .	—	84,20	4,64	206,28	86,33
17.	Iller bei Kellmünz (Hochw. vom 16. Juli 1910)	45	74,5	5,60	280	75,70

Wie unzuverlässig die Schätzung der n-Werte ausfallen kann, geht wohl am besten aus der folgenden Zusammenstellung gemessener Werte hervor.

Tabelle 23.

Messungsort		$n =$
Neckar bei Untertürkheim $Q = 13,4$ m³ bei gemitt.	NW.	0,061
$Q = 34,7$ „ „ „	MN.	0,041
Rems, Neckarrems 2 Messungen $Q = 9,6$ und $2,0$	entsprechende Werte	0,0566 0,0180
Enz, Bietigheim 3 Messungen $Q = 5,8;\ 21,3;\ 98,5$	entsprechende Werte	0,0220 0,0250 0,0240
Nagold n an verschiedenen Orten schwankend	zwischen den Werten	0,0290 0,0350 0,0390 0,0490

Rauhigkeitskoeffizienten.

5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
P	Q	v	$v_{0\,max}$	$v_{s\,max}$	$\frac{v}{v_{0\,max}}$	J	k	n	m	c (Bazin)
0,373	5,67	0,641	1,060	—	0,60	0,002950	19,32	0,0396	2,56	2,14
0,362	11,74	0,805	1,372	—	0,59	0,002390	27,37	0,0288	1,62	1,34
0,149	0,24	0,702	—	—	—	0,011222	17,17	0,0342	1,88	1,57
0,176	0,244	1,030	—	—	—	0,005050	34,56	0,0201	0,79	0,64
0,232	1,122	2,586	3,12	1,87	0,84	0,007036	64,06	0,0126	0,27	0,17
3,772	455,536	1,993	2,54	1,40	0,79	0,000234	67,08	0,0179	—	0,23
2,631	431,369	1,020	1,75	0,90	0,58	0,000180	46,87	0,0258	—	1,36
0,194	0,171	0,335	0,65	0,30	0,53	0,001746	18,20	0,0350	1.97	1,67
0,687	5,974	0,546	0,96	0,54	0,57	0,000368	34,34	0,0268	—	1,27
0,546	6,199	0,620	0,99	0,46	0,62	0,000180	19,78	0,0429	—	2,51
0,531	2,701	1,015	1,14	0,92	0,90	0,001775	33,06	0,0264	1.47	1,19
2,016	38,136	1,014	1,34	0,52	0,75	0,000120	65,19	0,0173	—	0,48
1,78	23,746	1,012	1,29	0,76	0,78	0,000057	100,47	0,0109	—	—
0,586	4,135	1,498	1,72	1,19	0,87	0,000555	83,07	0,0113	0,16	0,036
0,573	3,480	1,449	1,67	1,16	0,87	0,000555	81,25	0,0115	0,17	0,054
0,513	2,457	0,346	1,54	1,12	0,88	0,000555	79,77	0,0115	0,18	0,065
0,436	1,604	1,203	1,38	1,14	0,87	0,000555	77,33	0,0116	0,19	0,083
0,270	0,547	0,879	1,04	0,80	0,86	0,000555	71,81	0,0115	0,20	0,110
3,54	449,14	1,41	2,22	--	0,66	0,000249	47,42	0,0265	—	1,57
3,00	1095,47	4,09	5,43	—	0,75	0,005000	33,37	0,0373	3,46	2,78
2,39	700,15	3,39	4,85	—	0,70	0,003780	35,72	0,0331	2,78	2,21
3,69	1080	3,85	—	--	—	0,0022	42,8	0,029	2,55	1,98

Messungsort		$n =$
Donau, Eisenbahnbrücke Ulm 3 Messungen $Q = 61{,}1;\ 88{,}5;\ 137{,}3$	entsprechende Werte	0,0390 0,0270 0,0210
Aach bei Zwiefaltendorf 2 Messungen $Q = 1{,}19$ und $1{,}69$		0,0430 0,0630
Stehenbach bei Rothenacker 2 Messungen $Q = 0{,}38$ und $1{,}69$		0,0910 (!) 0,0590

An der Moldau unterhalb von Prag fand man n zwischen 0,03 und 0,035 liegend ($Q \backsim 60\ \text{m}^3$, $F \backsim 60\ \text{m}^2$, $J = 0{,}0008$) (vgl. unter b). Nach neueren Elbmessungen nimmt dort n stromabwärts zu, trotz Abnahme der Geschiebegröße.

Auf Grund der großen Kutterschen Gleichung hat Knauff die Gleichung

$$v = \frac{a\,d}{b + \sqrt{d}} \sqrt{J} \qquad 3$$

entwickelt, in welcher für

Tabelle 24.

vollaufende glatte Steinzeug- oder Zementrohre $n = 0{,}011$	kreisförmige Klinker- und Betonkanäle $n = 0{,}0125$	Dücker und eiserne Kanalisationsdruckrohre $n = 0{,}0115$		neue eiserne Rohre	
$a = 57$	$a = 51{,}85$	$d < 0{,}5$ m	$a = 55$ $b = 0{,}54$	$d < 0{,}5$ m	$a = 58$ $b = 0{,}5$
$b = 0{,}513$	$b = 0{,}600$	$d > 0{,}5$ m	$a = 51{,}5$ $b = 0{,}568$	$d > 0{,}5$ m	$a = 53$ $b = 0{,}5$

gilt.

Für nicht vollaufende Steinzeug- oder Zementrohre ($n = 0{,}011$) wählt Knauff

$$v = \frac{114\,P}{0{,}2565 + \sqrt{P}} \sqrt{J} \qquad 4$$

Für Klinker- und Betonkanäle beliebigen Querschnitts ($n = 0{,}0125$) nimmt er

$$v = \frac{103{,}7\,P}{0{,}3 + \sqrt{P}} \sqrt{J} \qquad 5$$

Tafeln hierzu finden sich im Rheinhard-Scheckschen Kalender.

Für offene, gut erhaltene Rieselfeldgräben setzt Knauff (gemäß $n = 0{,}025$)

$$v = \frac{63\,P}{0{,}6 + \sqrt{P}} \sqrt{J} \qquad 6$$

3. Der Koeffizient m. Für diesen geben wir in der folgenden Tabelle einige orientierende Werte und verweisen gleichzeitig auf [170] S. 136 und auf Tabelle Nr. 22.

Tabelle 25. Werte des Koeffizienten m für $J \geq 0{,}0005$.

Beschaffenheit der Kanalwände und Sohle	Rauhigkeitskoeffizient m
Feinst geglättete Materialien	0,10—0,15
Reiner (sehr geglätteter) Zement und sehr sorgfältig gehobeltes Holz	0,15
Gut gefugte Bretter. Weite Eisen- und Eisenbetonleitungen	0,20
Gewöhnliche Bretter, sorgfältigst hergestelltes Backstein- und reingearbeitetes Quadermauerwerk, Steinzeugkanäle, Wasserleitungsrohre nach längerem Gebrauch, aber nicht bei besonders dicken Inkrustationen	0,25
Backsteinmauerwerk und Bohlenwände, Zementrohrkanäle, glatte Backsteinkanäle, quer- und längsgenietete nicht zu weite Eisenrohre	0,30—0,35
Gewöhnliches Mörtelmauerwerk von gespitzten Steinen, älteres Backsteinmauerwerk	0,45—0,50

Beschaffenheit der Kanalwände und Sohle	Rauhigkeits-koeffizient m
Bestochenes Bruchsteinmauerwerk, Sohle etwas mit Schlamm bedeckt. Gut gefugtes Pflaster	0,55—0,75
Älteres Mauerwerk, moos- und pflanzenfrei mit schlammiger Sohle, glättere Felsarten	1,00
Felsiger aber nicht rauher Boden, wenig Wasserpflanzen	1,25
Sehr regelmäßig, sauber ausgeführter Erdkanal ohne Pflanzen	1,50
Kanal in Erde mit schlammiger oder steiniger Sohle und wenig Wasserpflanzen; manche Bäche und Flüsse	1,75
Mangelhaft erhaltenes, mit Moos und Pflanzen bedecktes Trockenmauerwerk mit schlammiger Sohle, oder Erdkanal mit ziemlich vielen Wasserpflanzen, Bäche und Flüsse wie die Seine, die Weser, der Linthkanal	2,00
Erdkanal mit vielen Wasserpflanzen, schlecht unterhalten, mit schlammiger, steiniger Sohle. Gewässer mit Geschieben wie der Rhein oberhalb des Bodensees	2,50

Nichts wäre verfehlter als gedankenloses Abschreiben von Werten aus diesen Tabellen.

Bei der Wahl des Koeffizienten m wird man selbst für glatteste Flächen nicht unter 0,20 heruntergehen, wenn man nicht sicher ist, daß sie sich auch dauernd in diesem Zustand halten.

Bei Berechnung zusammengesetzter Flußprofile werden bisweilen verschiedene Rauhigkeitskoeffizienten für den Hauptschlauch und die Vorländer angewandt. Sind die Vorländer nicht stark mit Buschwerk oder Bäumen, sondern nur mit (niederem) Gras bewachsen, so erscheint es angemessen, für die Vorländer einen kleineren Rauhigkeitskoeffizienten anzuwenden als für den Hauptschlauch, in welchem der Geschiebetransport stattfindet; vgl. Anm. S. 172.

Anm. Über die Berechnung des günstigsten parabelförmigen Flußquerschnitts findet sich ein Aufsatz von Lacmann in H. 1913, S. 123.

Nach Heydt fand man in Hamburg und Karlsruhe
für Ziegelmauerwerk $m = 0{,}45$ (wird in Hamburg benutzt),
für Steinzeugrohre $m = 0{,}27$

Auf der Quelleitung von Ranna nach Nürnberg wird $Q = 390$ sl in gußeisernen Rohren mit $D = 1000$ und 900 mm transportiert, welche mit $m = 0{,}27$ dimensioniert wurden. Bei einem in verputztem Beton ausgeführten Stollen für $Q = 620$ derselben Anlage wurde $m = 0{,}45$ gewählt.

Heyd hat m in reingehaltenen Kanälen nie größer als 0,25 gefunden (Ge 1908, S. 385). Die letztere Zahl, eventuell bis 0,30 vergrößert, halten

wir für die bei Steinzeugkanälen von städtischen Kanalisationen zutreffendste. Verwendet man $m = 0,30$, so kann man trotzdem die Tabellen für $m = 0,25$ verwenden, wenn man die in die Rechnung einzuführenden Q Kreisprofilen um 10 %, bei normalen Eiprofilen um 7 % über ihren wahren Wert erhöht. Bei zähflüssigem Abwasser (ohne Regen) ist m etwa mit 0,35 anzunehmen.

Vom Wiener Stadtbauamt sind anläßlich des Baus der zweiten Wiener Hochquellleitung Versuche an einem Rohrstrang von 5300 m Länge und 948 mm Durchmesser, der später auf 869 mm überging, vorgenommen worden*). Man erhielt für diese Durchmesser $\lambda = 0,001825$. Mittels der Methode der kleinsten Quadrate erhielt man die Gleichung:

$$\lambda = 0,0006541 + \frac{0,0011565}{\sqrt{D}} \quad . \qquad 7$$

während die Kuttersche Gleichung für gebrauchte Leitungen geschrieben werden kann:

$$\lambda = 0,000648 + \frac{0,000648}{\sqrt{D}} + \frac{0,0001621}{D} \qquad 8$$

Die nachstehende Tabelle enthält die nach den Wiener Versuchen berechneten λ-Werte, ebenso wie diejenigen von Fanning und von Kutter. Die berechneten Wiener λ-Werte sind bis $D = 500$ mm gleich oder größer als die Versuchswerte, für $D = 500$ bis $D = 1000$ um weniges kleiner.

Tabelle 26.

D mm	nach Kutter für gebrauchte Leitungen $m = 0,25$	nach Fanning für schmutzige Leitungen	nach Formel 7 berechnete Werte
50	0,0068	0,0047	0,005826
100	0,0043	0,0040	0,004337
200	0,0029	0,0031	0,003253
300	0,0024	0,0027	0,002775
400	0,0021	0,0025	0,002489
500	0,0019	0,0023	0,002289
600	0,0018	0,0022	0,002151
700	0,0017	0,0021	0,002040
800	0,0016	0,0020	0,001950
900	0,0015	0,0019	0,001876
1000	0,0015	0,0018	0,001813
1100	—	0,0017	0,001759

Die Tabelle 27, Seite 80 f. ist nach den zwölf ursprünglich von Kutter aufgestellten Kategorien berechnet.

*) Bodenseher, Ö. Z. 1911, S. 116.

Für Leitungen reinen (Trink- und Gebrauchs-)Wassers wird in der Regel der Kuttersche Koeffizient $m = 0{,}25$ verwendet, damit erhält man:

$$\mathrm{k} = \frac{100\sqrt{D}}{0{,}5 + \sqrt{D}} \qquad 9$$

Die Verwendung dieses Koeffizienten ergibt von $D = 200$ mm an aufwärts eine gute Übereinstimmung mit Versuchen an bereits gebrauchten, also innen nicht mehr ganz glatten Rohren. Für Lichtweiten unter 200 mm gibt der Koeffizient etwas größere Reibungsverluste als die Versuche. Dies muß jedoch als ein Vorzug dieser Kutterschen Formel bezeichnet werden (vgl. das S. 65 über Inkrustation der Rohre bei kleinen Lichtweiten Gesagte). Neue Rohrleitungen liefern also mit $m = 0{,}25$ wesentlich mehr Wasser, als nach der Rechnung der Fall sein sollte.

Auch für ganz große Durchmesser (Wasserkraftanlagen) liefern die älteren Formeln (Kutter und Ganguillet) zu hohe Druckverlusthöhen (vgl. S. 71).

Von mancher Seite wird besonders für Kanalisationsleitungen und bei kleineren Durchmessern, wo der abgelagerte Sand den Querschnitt vergleichsweise stark einschränken kann, lieber der Koeffizient $m = 0{,}35$ (statt 0,25) verwendet. Deshalb sind die Tabellen 36, 37 und 39 für diesen Wert berechnet worden.

Außerdem ist zur Orientierung in Tabelle 29 und 30 der Wert von k unter Zugrundelegung von $m = 0{,}25$, 0,30 und 0,35 für die verschiedenen Kreis- und Eiprofile gerechnet und es ist angegeben, um wieviel Prozent sich die zu den verschiedenen m gehörigen Werte von k voneinander unterscheiden.

Überblickt man die Durchmesser $D = 100$ bis $D = 500$ mm der Kreisprofile, so sind die k-Werte:

unter	$m = 0{,}25$ und $m = 0{,}30$	bei ersterem	10 %
Annahme	$m = 0{,}30$ und $m = 0{,}35$	größer	9 %
von	$m = 0{,}25$ und $m = 0{,}35$	um rund	19 %

Stellt man dieselbe Untersuchung bei den normalen Eiprofilen an, so sind zwischen den Profilen 90/60 und 150/100 cm die k-Werte:

unter	$m = 0{,}25$ und $m = 0{,}30$	bei ersterem	7 %
Annahme	$m = 0{,}30$ und $m = 0{,}35$	größer	6,5%
von	$m = 0{,}25$ und $m = 0{,}35$	um rund	14 %

Bei Rechnungen mit den Gleichungen des § 6 kann es erwünscht sein, den Wert λ zu kennen, ihm gilt die Tabelle 31, welche für Kreisprofile und $m = 0{,}25$, 0,30 und 0,35 berechnet ist.

Tabelle 32 endlich gibt die auf Grund der Seite 41, Gl. 22 in § 6 berechneten μ-Werte ebenfalls für $m = 0{,}25$, 0,30 und 0,35.

Tabelle 27. **Werte des Koeffizienten k für $J > 0,0005$.**

P	$\sqrt{P}$	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X a	X b	XI a	XI b	XII
in Metern		$m = 0,12$	0,15	0,20	0,25	0,35	0,45	0,55	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50
0,01	0,100	47,6	40,0	33,3	28,6	22,2	18,2	15,4	11,8	9,1	7,4	6,3	5,4	4,8	3,8
0,02	0,141	53,9	48,5	41,4	36,1	28,8	23.9	20,4	15,9	12,2	10,1	8,6	7,5	6,6	5,4
0,03	0,173	59,0	53,6	46,4	40,9	33,1	27,8	23,9	18,8	14,8	12,2	10,3	9,0	8,0	6,5
0,04	0,200	62,5	57,1	50,0	44,4	36,4	30,8	26,7	21,1	16,6	13,8	11,8	10,3	9,1	7,4
0,05	0,224	65,1	59,9	52,9	47,1	39,0	33,2	28,9	22,9	18,3	15,2	12,9	11,3	10,3	8,2
0,06	0,245	67,1	62,0	55,1	49,5	41,2	35,3	30,8	24,6	19,7	16,4	14,0	12,6	10,9	8,9
0,07	0,265	68,8	63,9	57,0	51,4	43,1	37,0	32,5	26,1	20,9	17,5	15,0	13,1	11,7	9,5
0,08	0,283	70,2	65,4	58,6	53,1	44,7	38,5	34,0	27,4	22,0	18,4	15,9	13,9	12,4	10,2
0,09	0,300	71,4	66,7	60,0	54,5	46,1	40,0	35,2	28,6	23,1	19,4	16,7	14,6	13,0	10,7
0,10	0,316	72,5	67,8	61,2	55,9	47,5	41,2	36,5	29,7	24,0	20,2	17,4	15,3	13,6	11,2
0,11	0,332	73,4	68,8	62,4	57,0	48,6	42,4	37,6	30,7	24,9	20,9	18,1	15,9	14,2	11,7
0,12	0,346	74,2	69,8	63,4	58,1	49,7	43,5	38,6	31,6	25,7	21,7	18,8	16,5	14,8	12,2
0,13	0,361	75,0	70,6	64,3	59,1	50,7	44,5	39,6	32,5	26,5	22,4	19,4	17,1	15,3	12,6
0,14	0,374	75,7	71,4	65,2	60,0	51,7	45,4	40,5	33,3	27,2	23,0	20,0	17,6	15,8	13,0
0,15	0,387	76,3	72,1	66,0	60,8	52,5	46,2	41,3	34,1	28,0	23,7	20,6	18,1	16,2	13,4
0,16	0,400	76,9	72,7	66,7	61,5	53,3	47,0	42,0	34,8	28,6	24,2	21,1	18,6	16,7	13,8
0,17	0,412	77,4	73,3	67,3	62,3	54,1	47,8	42,7	35,5	29,2	24,8	21,6	19,1	17,1	14,2
0,18	0,424	77,8	73,9	67,9	63,0	54,8	48,5	43,4	36,1	29,8	25,3	22,0	19,5	17,5	14,5
0,19	0,436	78,3	74,4	68,5	63,6	55,4	49,2	44,1	36,8	30,4	25,9	22,5	19,9	17,9	14,9
0,20	0,447	78,9	74,9	69,1	64,2	56,1	49,9	44,8	37,4	30,9	26,4	22,9	20,4	18,2	15,2
0,25	0,500	80,4	76,7	71,4	66,7	58,6	52,6	47,6	40,0	33,3	28,6	25,0	22,2	20,0	16,7
0,30	0,548	82,0	78,5	73,3	68,6	61,0	54,9	49,9	42,2	35,4	30,5	26,8	23,9	21,5	17,9
0,35	0,592	83,0	79,7	74,7	70,3	62,7	56,8	51,8	44,1	37,2	32,1	28,3	25,3	22,8	19,1
0,40	0,632	84,0	80,8	76,0	71,6	64,4	58,4	53,5	45,8	38,7	33,6	29,7	26,6	24,0	20,2

0,45	0,671	84,8	81,7	77,0	72,8	65,7	59,8	54,9	47,2	40,2	34,9	30,9	27,7	25,1	21,2
0,50	0,707	85,5	82,5	77,9	73,9	66,9	61,1	56,2	48,5	41,4	36,1	32,0	28,8	26,1	22,0
0,55	0,742	86,0	83,2	78,7	74,8	67,9	62,2	57,4	49,7	42,7	37,2	33,1	29,8	27,0	22,9
0,60	0,775	86,5	83,8	79,5	75,6	68,9	63,3	58,5	50,8	43,6	38,3	34,1	30,7	27,9	23,7
0,65	0,806	87,0	84,3	80,1	76,3	69,7	64,2	59,4	51,8	44,6	39,2	34,9	31,5	28,7	24,4
0,70	0,837	87,5	84,8	80,7	77,0	70,5	65,1	60,3	52,7	45,5	40,1	35,8	32,3	29,5	25,1
0,75	0,866	87,9	85,2	81,2	77,6	71,2	65,8	61,1	53,6	46,4	40,9	36,6	33,1	30,2	25,7
0,80	0,894	88,2	85,6	81,7	78,2	71,9	66,5	61,8	54,4	47,2	41,7	37,4	33,8	30,9	26,3
0,85	0,922	88,5	86,0	82,2	78,7	72,5	67,2	62,5	55,2	48,0	42,4	38,1	34,4	31,6	26,9
0,90	0,949	88,8	86,4	82,6	79,2	73,0	67,8	63,3	55,9	48,7	43,1	38,8	35,1	32,2	27,5
0,95	0,975	89,0	86,7	83,0	79,6	73,5	68,4	63,9	56,5	49,4	43,8	39,4	35,8	32,8	28,1
1,00	1,000	89,3	87,0	83,3	80,0	74,0	69,0	64,5	57,1	50,0	44,4	40,0	36,4	33,3	28,6
1,10	1,049	89,7	87,5	84,0	80,7	75,0	70,0	65,6	58,3	51,2	45,6	41,2	37,5	34,4	29,6
1,20	1,095	90,2	88,0	84,6	81,5	75,8	70,9	66,6	59,4	52,3	46,7	42,2	38,4	35,4	30,5
1,30	1,140	90,4	88,3	85,0	81,9	76,4	71,6	67,4	60,4	53,2	47,7	43,2	39,4	36,3	31,3
1,40	1,183	90,8	88,8	85,6	82,6	77,2	72,4	68,3	61,2	54,2	48,6	44,1	40,3	37,2	32,1
1,50	1,225	91,0	89,0	86,0	83,0	77,8	73,1	69,0	62,1	55,0	49,4	44,9	41,2	38,0	32,9
1,60	1,265	91,3	89,4	86,3	83,5	78,3	73,8	69,7	62,8	55,9	50,3	45,9	42,0	38,7	33,6
1,70	1,304	91,6	89,7	86,7	83,9	78,8	74,3	70,3	63,5	56,6	51,1	46,5	42,7	39,5	34,3
1,80	1,342	91,8	89,9	87,0	84,3	79,3	74,9	70,9	64,1	57,3	51,8	47,2	43,4	40,1	34,9
1,90	1,378	92,0	90,2	87,4	84,7	79,8	75,4	71,5	64,8	58,0	52,5	47,9	44,1	40,8	35,5
2,00	1,414	92,2	90,4	87,6	85,0	80,2	75,9	72,1	65,4	58,6	53,1	48,5	44,7	41,7	36,1
2,50	1,581	—	—	—	—	—	—	—	—	61,3	55,9	51,3	47,5	44.2	38,7
3,00	1,732	—	—	—	—	—	—	—	—	63,4	58,1	53,6	49,7	46,4	40.9
3,50	1,871	—	—	—	—	—	—	—	—	65,2	59,9	55,5	51.7	48,3	42,8
4,00	2,000	—	—	—	—	—	—	—	—	66,7	61,5	57,1	53,3	50,0	44,4
4,50	2,121	—	—	—	—	—	—	—	—	68,0	62,9	58,6	54,8	51,5	46,0
5,00	2,236	—	—	—	—	—	—	—	—	69.1	64,1	59,9	56,1	52,8	47,2
5,50	2,345	—	—	—	—	—	—	—	—	70,1	65,2	61,0	57,3	54,0	48,4
6,00	2,449	—	—	—	—	—	—	—	—	71,0	66,2	62,0	58,3	55,1	49,5

Tabelle 28. **Koeffizient k für vollaufende Kreisprofile.** m = 0,25, 0,30 und 0,35

D =	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350
m = 0,25	28,57	30,90	32,88	34,60	36,13	37,50	38,74	41,42	43,65	45,56	47,22	48,68	50,00	51,20	52,27	53,24	54,20
m = 0,30	25,00	27,15	28,99	30,60	32,04	33,33	34,52	37,08	39,23	41,09	42,71	44,16	45,46	46,65	47,72	48,69	49,66
m = 0,35	22,22	24,21	25,92	27,43	28,78	30,00	31,12	33,56	35,62	37,41	38,98	40,40	41,67	42,84	43,90	44,86	45,80
Diff. 0,25 / 0,30	14,4	14,0	13,5	13,1	12,8	12,6	12,2	11,6	11,4	11,2	10,6	10,2	9,9	9,6	9,5	9,3	9,1
Diff. 0,30 / 0,35	12,6	12,1	11,9	11,7	11,1	11,0	10,9	10,4	10,2	9,7	9,5	9,4	9,2	9,0	8,7	8,5	8,3
Diff. 0,25 / 0,35	28,7	27,6	27,0	26,2	25,5	25,0	24,5	23,4	22,5	21,8	21,1	20,5	19,9	19,5	19,1	18,6	18,3
D =	375	400	425	450	475	500	550	600	650	700	750	800	900	1000	1100	1200	
m = 0,25	55,05	55,85	56,59	57,30	57,96	58,58	59,73	60,77	61,72	62,60	63,40	64,14	65,49	66,67	67,72	68,66	
m = 0,30	50,51	51,32	52,07	52,79	53,46	54,10	55,28	56,35	57,33	58,24	59,07	59,85	61,26	62,50	63,61	64,61	
m = 0,35	46,66	47,47	48,22	48,94	49,61	50,25	51,44	52,53	53,53	54,45	55,30	56,10	57,54	58,82	59,97	61,01	
Diff. 0,25 / 0,30	9,1	9,0	8,7	8,5	8,4	8,3	7,9	7,8	7,7	7,6	7,3	7,0	6,9	6,7	6,5	6,4	
Diff. 0,30 / 0,35	8,1	8,0	7,9	7,8	7,7	7,6	7,5	7,3	7,1	6,8	6,4	6,3	6,1	5,9	5,7	5,6	
Diff. 0,25 / 0,35	17,9	17,7	17,4	17,1	16,8	16,5	16,2	15,8	15,4	14,9	14,6	14,3	13,8	13,4	12,9	12,6	

Tabelle 29. **Koeffizient k für vollaufende normale Eiprofile.** m = 0,25, 0,30 und 0,35

Profil	60/40	75/50	90/60	105/70	120/80	135/90	150/100	180/120	210/140	240/160	270/180	300/200
m = 0,25	57,65	60,35	62,54	64,20	65,66	67,13	68,30	70,31	71,83	73,10	74,27	75,26
m = 0,30	53,15	55,74	58,18	59,93	61,46	62,99	64,22	66,51	67,99	69,35	70,64	71,71
m = 0,35	49,30	52,09	54,38	56,18	57,77	59,34	60,61	62,82	64,54	65,99	67,34	68,49
Diff. 0,25 / 0,30	8,4	7,8	7,4	7,2	6,8	6,5	6,4	5,9	5,6	5,3	5,2	5,0
Diff. 0,30 / 0,35	7,7	7,4	7,0	6,6	6,4	6,2	6,0	5,6	5,4	5,2	4,9	4,7
Diff. 0,25 / 0,35	16,8	16,0	14,9	14,2	13,7	13,2	12,7	11,9	11,3	10,7	10,4	10,0

Tabelle 30.

Koeffizient 1000 λ für vollaufende Kreisprofile.

λ_1 für $m = 0,25$; λ_2 für $m = 0,30$; λ_3 für $m = 0,35$

D = mm	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200
1000 λ_1	7,9437	6,7905	5,9984	5,4115	4,9673	4,6112	4,3200	3,7624	3,4035	3,1241	2,9089
1000 λ_2	10,375	8,7972	7,7169	6,9250	6,3174	5,8388	5,4433	4,7173	4,2139	3,8415	3,5542
1000 λ_3	13,131	11,063	9,6512	8,6194	7,8300	7,2052	6,6963	5,7586	5,1107	4,6332	4,2670
D = mm	225	250	275	300	325	350	375	400	425	450	475
1000 λ_1	2,7364	2,5938	2,4734	2,3731	2,2878	2,2076	2,13975	2,07875	2,0248	1,9752	1,9305
1000 λ_2	3,3257	3,1385	2,9800	2,8477	2,7350	2,6298	2,5418	2,4622	2,3916	2,3271	2,2689
1000 λ_3	3,9735	3,7351	3,5338	3,3654	3,2222	3,0907	2,9784	2,8779	2,7889	2,7077	2,6345
D = mm	500	550	600	650	700	750	800	900	1000	1100	1200
1000 λ_1	1,8897	1,8175	1,7558	1,7021	1,6549	1,6133	1,5760	1,5120	1,4590	1,4141	1,3754
1000 λ_2	2,21575	2,2122	2,0421	1,9727	1,9119	1,8581	1,8102	1,7279	1,5853	1,6026	1,5533
1000 λ_3	2,5678	2,4502	2,3499	2,2632	2,1873	2,1203	2,0605	1,9583	1,8740	1,8028	1,7419

Tabelle 31.

Koeffizient 1000 μ für vollaufende normale Eiprofile.

μ_1 für $m = 0,25$; μ_2 für $m = 0,30$; μ_3 für $m = 0,35$

Profil m	60/40	75/50	90/60	105/70	120/80	135/90	150/100	180/120	210/140	240/160	270/180	300/200
1000 μ_1	5,9824	5,4591	5,0834	4,8239	4,6117	4,4114	4,2625	4,0216	3,8535	3,7203	3,5219	3,5098
1000 μ_2	7,0389	6,3995	5,8741	5,5366	5,2633	5,0103	4,8201	4,4945	4,3010	4,1331	3,9844	3,8656
1000 μ_3	8,1812	7,3282	6,7220	6,2983	5,9577	5,6470	5,4123	5,0376	4,7727	4,5656	4,3839	4,2384

Vergleich der beiden Kutterschen Beiwerte *n* und *m*.

Es ist manchmal von Wert, den Koeffizienten *m* zu kennen, der bei $J = 0{,}0005$ einem gegebenen *n* entspricht. In der folgenden Tabelle ist deshalb für vier Werte von *n* und eine Reihe von Profilradien das zugehörige *m* berechnet nach der aus Gl. 1 und 2 (S. 69 und 70) erhaltenen Formel:

$$m = \frac{100\,n\,(26\,n + \sqrt{P})}{26\,n + 1} - \sqrt{P} \qquad 10$$

Tabelle 32. Vergleich der Werte *n* und *m* für $J = 0{,}0005$.

P = / n =	0,020	0,025	0,030	0,035
0,50	0,91	1,35	1,81	2,26
1,00	1,00	1,50	2,00	2,50
1,50	1,07	1,62	2,15	2,69
2,00	1,13	1,71	2,28	2,84
2,50	1,18	1,80	2,39	2,98
3,00	1,23	1,88	2,50	3,11
3,50	1,27	1,96	2,59	3,22
4,00	1,32	2,05	2,68	3,33

Eine wertvolle allgemeinste Vergleichstafel gibt Rümelin [170] S. 136 ff.

§ 12. Tabellen der Wassermengen, Gefälle und Geschwindigkeiten für Kreis- und normale Eiprofile nach Kutter.

In den nun folgenden Tabellen sind die Werte *Q* und *v* in Sekundenlitern bzw. in Metern für vollaufende Kreisprofile und normale Eiprofile ($H : B = 3 : 2$) und zwar sowohl unter Annahme von $m = 0{,}25$ als von $m = 0{,}35$ berechnet*).

Über die zu verwendenden Geschwindigkeiten s. § 30.

Die Druckhöhe, welche beim Durchfluß des Wassers durch ein Leitungsstück von der Länge *L* verbraucht wird, ist $h = J \cdot L$, da für technische Rechnungen in der Regel der Druckverlust für Erzeugung der Geschwindigkeit unberücksichtigt bleibt und nur der Reibungsdruckverlust in Betracht kommt, dieser aber pro Längeneinheit durch

*) Im Z. B. 1910, S. 521 ist vom Verfasser eine ganz kurze Tabelle veröffentlicht, welche die umfangreichen Tabellen für besondere Fälle ersetzen kann.

J gegeben ist. Tabellen für halbvollaufende Kreisprofile sind nicht aufgenommen. Man kann sie auf Grund der Formeln in den Tabellen 6 und 10 entbehren. Wie dann die Berechnungen durchzuführen sind, zeigen die folgenden Beispiele 4 und 5.

Will man die Tabellen für Kämpferfüllung von Eiprofilen benutzen, so vergrößert man die in Betracht kommenden Wassermengen um 30 % und benutzt die Tabellen für Eiprofile mit ganzer Füllung. Die Geschwindigkeit bei Kämpferfüllung ist 4 % größer als bei ganzer Füllung.

Da, wie in § 2 gezeigt, die Gleichung $v = k \sqrt{PJ}$ ihre Gültigkeit beibehält, gleichgültig, ob das Wasser in einer Leitung unter Druck steht, oder ob es mit freiem Spiegel fließt, so kann man auch die folgenden Tabellen unter beliebigen Druckverhältnissen verwenden.

Begriff der Drucklinie. Denkt man sich auf einer geschlossenen wasserdurchflossenen Rohrleitung vertikale, oben offene Röhrchen (Piëzometerröhren) aufgesetzt, in welchen sich der Wasserspiegel dem an der betreffenden Stelle herrschenden hydraulischen Druck entsprechend frei einstellen kann, so nennt man die Verbindungslinie der Piëzometerwasserstände die Drucklinie der Leitung für die bestimmten Werte von Q, D und v und spricht vom spezifischen Druckliniengefälle oder spezifischen Druckhöhenverlust J.

Weiteres über Drucklinien findet sich in des Verfassers Schriften [201] S. 74 und [204] S. 159 ff.

Beispiele zur Verwendung der Tabellen.

1. Welche Lichtweite erhält ein Wasserleitungsrohr von 2000 m Länge, wenn eine Druckhöhe von 4 m zur Verfügung steht, eine Wassermenge von 13 l pro Sekunde befördert werden soll, und $m = 0{,}25$ angenommen wird?

Es ist $J = \frac{4}{2000} = 0{,}0020$ m pro Längeneinheit. Man findet für dieses J auf S. 87 bei $D = 175$ mm $Q = 10{,}3$, bei $D = 200$ mm $Q = 14{,}8$. Die passende handelsübliche Lichtweite ist deshalb $D = 200$ mm.

2. Man will wissen, wieviel Wasser eine vollaufende Leitung von 7000 m Länge mit 18 m Gefälle und 175 mm Lichtweite bei $m = 0{,}25$ liefert.

Es ist $J = \frac{18}{7000} = 0{,}00257$. Man findet bei $D = 175$ und $J = 0{,}0025$ auf S. 87 die Wassermenge $Q = 11{,}5$, sodann bei $J = 0{,}00267$ $Q = 11{,}8$. Einer Differenz von $0{,}00267 - 0{,}00250 = 0{,}00017$ im Gefälle entspricht eine Differenz der Wassermenge von $11{,}8 - 11{,}5 = 0{,}3$ l; mithin einer Gefällsdifferenz von $0{,}00257 - 0{,}00250 = 0{,}00007$ mit genügend genauer Annäherung die Wassermenge von $\frac{7 \cdot 0{,}3}{17} = 0{,}1$ l. Mithin liefert die Leitung 11,6 l pro Sekunde.

3. Man sucht den Druckverlust einer vollaufenden Leitung, welche bei einer Lichtweite von 450 mm 80 l pro Sekunde auf 5000 m Länge zu transportieren hat, wenn $m = 0{,}25$ angenommen werden darf.

Tabelle 33. **Vollaufende Kreisprofile.**

	Profil / Gefälle		40		50		60		70		80		90		100		125		150	
			v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
A	10	0,10000	0,90	1,2	1,09	2,1	1,21	3,6	1,45	5,6	1,61	8,1	1,78	11,3	1.94	15,2	2,31	28,4	2,68	47,3
	15	0,06667	0,74	0,9	0,89	1,8	1,04	2,9	1,18	4,5	1,32	6,6	1,45	9,2	1,58	12,4	1,89	23,2	2,19	38,6
	20	0,05000	0,64	0,8	0,77	1,5	0,90	2,6	1,03	3,9	1,14	5,7	1,26	8,0	1,37	10,8	1,64	20,1	1,89	33,4
	25	0,04000	0,57	0,8	0,69	1,4	0,81	2,3	0,92	3,5	1,02	5,1	1,13	7,2	1,22	9,6	1,46	18,0	1,69	29,9
B	30	0,03333	0,52	0,7	0,63	1,2	0,74	2,1	0,84	3,2	0,93	4,7	1,03	6,5	1,12	8,8	1,34	16,4	1,55	27,3
	35	0,02857	0,48	0,6	0,59	1,1	0,68	1,9	0,77	3,0	0,86	4,3	0,95	6,1	1,03	8,1	1,24	15,2	1,43	25,2
	40	0,02500	0,45	0,6	0,55	1,0	0,64	1,8	0,72	2,8	0.81	4,1	0,89	5,7	0,97	7,6	1,16	14,2	1,34	23,6
	45	0,02222	0,43	0,5	0,52	1,0	0,60	1,7	0,68	2,6	0,76	3,8	0,84	5,3	0,91	7,2	1,09	13,4	1,26	22,3
C	50	0,02000	0,40	0,5	0,49	1,0	0,57	1,6	0,65	2,5	0,72	3,6	0,80	5,0	0,87	6,8	1,04	12,7	1,20	21,1
	60	0,01667	0,37	0,5	0,45	0,9	0,52	1,5	0,59	2,3	0,66	3,3	0,73	4,6	0,79	6,2	0,95	11,6	1,09	19,3
	70	0,01429	0,34	0,4	0,41	0,8	0,48	1,4	0,55	2,1	0,61	3,1	0,67	4,3	0,73	5,8	0,88	10,7	1,01	17,9
	80	0,01250	0,32	0,4	0,39	0,8	0,45	1,3	0,51	2,0	0,57	2,9	0.63	4,0	0,68	5,4	0,82	10,0	0,95	16,7
D	90	0,01111	0,30	0,4	0,37	0,7	0,43	1,2	0,48	1,9	0,54	2,7	0,59	3,8	0,63	5,1	0,77	9,5	0,89	15,8
	100	0,01000	0,29	0,4	0,35	0,7	0,40	1,1	0,46	1,8	0,51	2,6	0,56	3,6	0,61	4,8	0,73	9,0	0,85	14.9
	125	0,00800	0,26	0,3	0,31	0,6	0,36	1,0	0,41	1,6	0,46	2,3	0,50	3,2	0,55	4,3	0,65	8,0	0,76	13,4
	150	0,00667	0,23	0,3	0,28	0,6	0,33	0,9	0,37	1,4	0,42	2,1	0,46	2,9	0,50	3,9	0,60	7,3	0,69	12,2
E	175	0,00571	0,21	0,3	0,26	0,5	0,31	0,9	0,34	1,3	0,39	1,9	0,43	2,7	0,46	3,6	0,55	6,8	0,64	11,3
	200	0,00500	0,20	0,3	0,24	0,5	0,29	0,8	0,32	1,2	0,36	1,8	0,40	2,5	0,43	3,4	0,52	6,4	0,60	10,6
	225	0,00444	0,19	0,2	0,23	0,5	0,27	0,8	0,31	1,2	0,34	1,7	0,37	2,4	0,41	3,2	0,49	6,0	0,56	10,0
	250	0,00400	0,18	0,2	0,22	0,4	0,26	0,7	0,29	1,1	0,32	1,6	0,36	2,3	0.39	3,0	0,46	5,7	0,54	9,5
F	275	0,00364	0,17	0,2	0,21	0,4	0,24	0,7	0,28	1,1	0,31	1,5	0,34	2,2	0,37	2,9	0,44	5,4	0,51	9,0
	300	0,00333	0,17	0,2	0,20	0,4	0,23	0,7	0,27	1,0	0,30	1,5	0,33	2,1	0,35	2,8	0,42	5,2	0,49	8,6
	325	0,00308	0,16	0,2	0,19	0,4	0,22	0,6	0,26	1,0	0,28	1,4	0,31	2,0	0,34	2,7	0,41	5,0	0,47	8,3
	350	0,00286	0,15	0,2	0,19	0,4	0,22	0,6	0,25	0,9	0,27	1,4	0,30	1,9	0,33	2,6	0,39	4,8	0,45	8,0
G	375	0,00267	0,15	0,2	0,18	0,4	0,21	0,6	0,24	0,9	0,26	1,3	0,29	1,8	0,32	2,5	0,38	4,6	0,44	7,7
	400	0,00250	0,14	0,2	0,17	0,3	0,20	0,6	0,23	0,9	0,26	1,3	0,28	1,8	0,31	2,4	0,37	4,5	0,42	7,5
	425	0,00235	0,14	0,2	0,17	0,3	0,20	0,6	0,22	0,9	0,25	1,2	0,27	1,7	0,30	2,3	0,36	4,4	0,41	7,3
	450	0,00222	0,13	0,2	0,16	0,3	0,19	0,5	0,22	0,8	0,24	1,2	0,27	1,7	0,29	2,3	0,35	4,3	0,40	7,0
H	475	0,00210	0,13	0,2	0,16	0,3	0,18	0,5	0,21	0,8	0,23	1,2	0,26	1,6	0,28	2,2	0,34	4,1	0,39	6,9
	500	0,00200	0,13	0,2	0,15	0,3	0,18	0,5	0,21	0,8	0,23	1,1	0,25	1,6	0,27	2,2	0,33	4,0	0,38	6,7
	550	0,00182	0,12	0,2	0,15	0,3	0,17	0,5	0,20	0,8	0,22	1,1	0.24	1,5	0,26	2,1	0,31	3,8	0,36	6,4
	600	0,00167	0,12	0,1	0,14	0,3	0,17	0,5	0,19	0,7	0,21	1,0	0,23	1,5	0,25	2,0	0,30	3,7	0,35	6,1
I	650	0,00154	0,11	0,1	0,14	0,3	0,16	0,4	0,18	0,7	0,20	1,0	0,22	1,4	0,24	1,9	0,29	3,5	0,34	5,8
	700	0,00143	0,11	0,1	0,13	0,3	0,15	0,4	0,17	0,7	0,19	1,0	0,21	1,4	0,23	1,8	0,28	3,4	0,32	5,6
	750	0,00133	0,10	0,1	0,13	0,2	0,15	0,4	0,17	0,6	0,19	0,9	0,21	1,3	0,22	1,8	0,27	3,3	0,31	5,5
	800	0,00125	—	—	0,12	0,2	0,14	0,4	0,16	0,6	0,18	0,9	0,20	1,3	0,22	1,7	0,26	3,2	0,30	5,3
K	850	0,00117	—	—	0,12	0,2	0,14	0,4	0,16	0,6	0,18	0,9	0,19	1,2	0,21	1,7	0,25	3,1	0,29	5,1
	900	0,00111	—	—	0,11	0,2	0,13	0,4	0,15	0,6	0,17	0,9	0,19	1,2	0,20	1,6	0,24	3,0	0,28	5,0
	950	0,00105	—	—	0,11	0,2	0,13	0,4	0,15	0,6	0,17	0,8	0.18	1,2	0,20	1,6	0,24	2,9	0,27	4,9
	1000	0,00100	—	—	0,11	0,2	0,13	0,4	0,15	0,6	0,16	0,8	0,18	1,1	0,19	1,5	0,23	2,8	0,27	4,7
L	1100	0,00091	—	—	0,10	0,2	0,12	0,3	0,14	0,5	0,15	0,8	0,17	1,1	0,18	1,5	0,22	2,7	0,26	4,5
	1200	0,00083	—	—	—	—	0,12	0,3	0,13	0,5	0,15	0,7	0,16	1,0	0,18	1,4	0,21	2,6	0,24	4,3
	1300	0,00077	—	—	—	—	0,11	0,3	0.13	0,5	0,14	0,7	0,16	1,0	0,17	1,3	0,20	2,5	0,24	4,1
	1400	0,00071	—	—	—	—	0,11	0,3	0.12	0,5	0,14	0,7	0,15	1,0	0,16	1,3	0,20	2,4	0,23	4,0
M	1500	0,00066	—	—	—	—	0,10	0,3	0,12	0,5	0,13	0,7	0,15	0,9	0.16	1,2	0,19	2,3	0,22	3,9
	1600	0,00062	—	—	—	—	—	—	0,11	0,4	0,13	0,6	0,14	0,9	0,15	1,2	0,18	2,2	0,21	3,7
	1700	0,00059	—	—	—	—	—	—	0,11	0,4	0,12	0,6	0,14	0,9	0,15	1,2	0,18	2,2	0,21	3,6
	1800	0,00056	—	—	—	—	—	—	0,11	0,4	0,12	0,6	0,13	0,8	0,14	1,1	0,17	2,1	0,20	3,5
N	1900	0,00053	—	—	—	—	—	—	0,11	0,4	0,12	0,6	0,13	0,8	0,14	1,1	0,17	2,1	0,19	3,4
	2000	0,00050	—	—	—	—	—	—	0,10	0,4	0,11	0,6	0,13	0,8	0,14	1,1	0,16	2,0	0,18	3,3

$D = 40$ bis $D = 375$ mm. **$m = 0{,}25$**

	175		200		225		250		275		300		325		350		375	
	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
A	3,02	72,5	3,33	104,6	3,65	145,2	3,95	194,0	4,25	252,1	4.53	320	4,80	399	5,07	488	5,63	589
	2,46	59,2	2,71	85,4	2,98	118,5	3,23	158,4	3,47	205,8	3,70	261	3,92	325	4,14	398	4,36	481
	2,13	51,3	2,36	74,0	2,58	102,7	2,80	137,2	3,00	178,3	3,20	226	3,40	282	3,58	345	3,77	417
	1,91	45,9	2,11	66,2	2,31	91,6	2,50	122,7	2,69	159,4	2,86	202	3,04	252	3,21	308	3,37	373
B	1,74	41,9	1,92	60,4	2,11	83,8	2,28	112,0	2,45	145,5	2,62	185	2,77	230	2,93	282	3,08	340
	1,61	38,8	1,78	55,9	1,95	77,6	2,11	103,7	2,27	134,7	2,42	171	2,57	213	2,71	261	2,85	315
	1,51	36,3	1,67	52,3	1,83	72,6	1,98	97,0	2,12	126,0	2,26	160	2,40	199	2,54	244	2,67	295
	1,42	34,2	1,57	49.3	1,72	68,4	1,86	91,4	2,00	118,8	2,14	151	2,26	188	2,39	230	2,51	278
C	1,40	32,4	1,49	46.8	1,63	64,9	1,77	86,8	1,91	114,0	2,03	143	2,15	178	2,27	218	2,39	264
	1,23	29,6	1,36	42,7	1,49	59,3	1,61	79,2	1,73	102,9	1,85	131	1,96	163	2,07	199	2,18	241
	1,14	27,4	1,26	39,5	1,38	54,9	1,49	73,3	1,60	95,3	1,71	121	1,82	151	1,92	184	2,02	223
	1,07	25,6	1,18	37,0	1,29	51,3	1,40	68,6	1,50	89,1	1,60	113	1,70	141	1,79	172	1,89	208
D	1,01	24,2	1,11	34,9	1,22	48,4	1,32	64,7	1,42	84,0	1,51	107	1,60	133	1,69	163	1,78	196
	0,95	22,9	1,05	33,1	1,16	45,9	1,25	61,3	1,34	79,7	1,43	101	1,52	126	1,60	154	1,69	186
	0,85	20,5	0,94	29,6	1,03	41,1	1,12	54,9	1,20	71,3	1,28	91	1,36	113	1,43	138	1,51	167
	0,78	18,7	0,86	27,0	0,94	37,5	1,02	50,1	1,10	65,1	1,17	83	1,24	103	1,31	126	1,38	152
E	0,72	17,3	0,80	25,0	0,87	34,7	0,95	46,4	1,02	60,3	1,08	77	1,15	95	1,21	117	1,27	141
	0,67	16,2	0,75	23,4	0,82	32,5	0,88	43,4	0,95	56,4	1,01	72	1,07	89	1,13	109	1,19	132
	0,64	15,3	0,70	22,1	0,77	30,6	0,83	40,9	0,90	53,1	0,96	68	1,01	84	1,07	103	1,13	124
	0,60	14,5	0,67	20,9	0,73	29.0	0,79	38,8	0,85	50,4	0,91	64	0,96	80	1,01	98	1,07	118
F	0,58	13,8	0,64	19,9	0,70	27,7	0,75	37,0	0,81	48,1	0,86	61	0,92	76	0,97	93	1,02	112
	0,55	13,2	0,61	19,1	0,67	26,5	0,72	35,4	0,78	46,0	0,83	58	0,88	73	0,93	89	0,97	108
	0,53	12,7	0,58	18,3	0,64	25,5	0,69	34,0	0,75	44,2	0,79	56	0,84	70	0,89	86	0,94	103
	0.51	12,3	0,56	17,7	0,62	24,5	0,67	32,8	0,72	42,6	0,77	54	0,81	67	0,86	82	0,90	100
G	0,49	11,8	0,54	17,1	0,60	23,7	0,65	31,7	0,69	41,2	0,74	52	0,78	65	0,83	80	0,87	96
	0,48	11,5	0,53	16,5	0,58	23,0	0,63	30,7	0,67	39,9	0,72	51	0,76	63	0,80	77	0,84	93
	0,46	11,1	0,51	16,0	0,56	22,3	0,61	29,8	0,65	38,7	0,70	49	0.74	61	0,78	75	0,82	90
	0,45	10,8	0,50	15,6	0,54	21,6	0,59	28,9	0,63	37,6	0,68	48	0.72	59	0,76	73	0,80	88
H	0,44	10,5	0,48	15,2	0,53	21,1	0,57	28,1	0,62	36,6	0,66	46	0,70	58	0,74	71	0,77	86
	0,43	10,3	0,47	14,8	0,52	20,5	0,56	27,4	0,60	35,7	0,64	45	0,68	56	0,72	69	0,75	83
	0,42	9,8	0,45	14,1	0,49	19,6	0,53	26,2	0,57	34,0	0,61	43	0,65	54	0,68	66	0,72	79
	0,39	9,4	0,43	13,5	0,47	18,7	0,51	25,0	0,55	32,5	0,59	41	0,62	51	0,65	63	0,69	76
I	0,37	9,0	0,41	13,0	0,45	18,0	0,49	24,1	0,53	31,3	0,56	40	0,60	49	0,63	61	0,66	73
	0,36	8,7	0,40	12,5	0,44	17,4	0,47	23,2	0,51	30,1	0,54	38	0,57	48	0,61	58	0,64	70
	0,35	8,4	0,39	12,1	0,42	16,8	0,46	22,4	0,49	29,1	0,52	37	0,55	46	0,59	56	0,62	68
	0,34	8,1	0,37	11,7	0,41	16,2	0,44	21,7	0,48	28,2	0,51	36	0,54	45	0,57	55	0,60	66
K	0,33	7,9	0,36	11,3	0,40	15,7	0,43	21,0	0,46	27,3	0,49	35	0,52	43	0,55	53	0,58	64
	0,32	7,6	0,35	11,0	0,39	15,3	0,42	20,4	0,45	26,6	0,48	34	0,51	42	0,53	51	0,56	62
	0,31	7,4	0,34	10,7	0,38	14,9	0,41	19,9	0,44	25,9	0,47	33	0,49	41	0,52	50	0,55	60
	0,30	7,2	0,33	10,4	0,37	14,5	0,40	19,4	0,42	25,2	0,45	32	0,48	40	0,51	49	0,53	59
L	0,29	6,9	0,32	10,0	0,35	13,8	0,38	18,5	0,41	24,0	0,43	31	0,46	38	0,48	47	0,51	56
	0,28	6,6	0,30	9,5	0,33	13,3	0,36	17,7	0,39	23,0	0,41	29	0,44	36	0,46	45	0,49	54
	0,26	6,4	0,29	9,2	0,32	12,7	0,35	17,0	0,37	22,1	0,40	28	0,42	35	0,45	43	0,47	52
	0,26	6,1	0,28	8,8	0,31	12,3	0,33	16,4	0,36	21,3	0,38	27	0,41	34	0,43	41	0,45	50
M	0,25	5,9	0,27	8,5	0,30	11,9	0,32	15,8	0,35	20,8	0,37	26	0,39	33	0,41	40	0,44	48
	0,24	5,7	0,26	8,3	0,29	11,5	0,31	15,3	0,34	19,9	0,36	25	0,38	32	0,40	39	0,42	47
	0,23	5,6	0,26	8,0	0,28	11,1	0,30	14,9	0,33	19,3	0,35	25	0,37	31	0,39	37	0,41	45
	0,23	5,4	0,25	7,8	0,27	10,8	0,30	14,5	0,32	18,8	0,34	24	0,36	30	0,38	36	0,40	44
N	0.22	5,3	0.24	7,6	0 27	10.5	0,29	14,1	0 31	18 3	0 33	23	0,35	29	0,37	35	0,39	43
	0,21	5,1	0,24	7,4	0,26	10,3	0,28	13,7	0,30	17,8	0.32	23	0,34	28	0,36	35	0,38	42

Tabelle 34. **Vollaufende Kreisprofile.**

	Gefälle \ Profil		400		425		450		475		500		550		600	
			v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
A	10	0,10000	5,59	702	5,83	828	6,08	966	6,32	1120	6,55	1286	7,00	1663	7,45	2105
	15	0,06667	4,56	574	4,76	676	4,96	789	5,16	914	5,35	1050	5,72	1358	6,08	1719
	20	0,05000	3,95	497	4,13	585	4,30	683	4,47	792	4,63	910	4,95	1176	5,26	1488
	25	0,04000	3,54	444	3,69	523	3,84	611	4,00	708	4,14	813	4,43	1052	4,71	1331
B	30	0,03333	3,23	406	3,37	478	3,51	558	3,65	647	3,78	743	4,04	960	4,30	1215
	35	0,02857	2,99	375	3,12	442	3,25	517	3,38	599	3,50	688	3,74	889	3,98	1125
	40	0,02500	2,80	351	2,92	414	3,04	483	3,16	560	3,28	643	3,50	831	3,72	1053
	45	0,02222	2,64	331	2,75	390	2,86	456	2,98	528	3,09	606	3,30	784	3,51	992
C	50	0,02000	2,50	314	2,61	370	2,72	432	2,83	501	2,93	575	3,13	744	3,33	941
	60	0,01667	2,28	287	2,38	338	2,48	395	2,58	457	2,67	525	2,86	679	3,04	859
	70	0,01429	2,11	266	2,21	313	2,30	365	2,39	423	2,48	486	2,65	629	2,81	796
	80	0,01250	1,98	248	2,06	293	2,15	342	2,23	396	2,32	455	2,48	588	2,63	744
D	90	0,01111	1,86	234	1,94	276	2,03	322	2,11	373	2,18	429	2,33	554	2,48	702
	100	0,01000	1,77	222	1,85	262	1,92	306	2,00	354	2,07	407	2,21	526	2,35	666
	125	0,00800	1,58	199	1,65	234	1,72	273	1,79	317	1,85	364	1,98	470	2,11	595
	150	0,00667	1,44	181	1,51	214	1,57	250	1,63	289	1,69	332	1,81	429	1,92	544
E	175	0,00571	1,34	168	1,39	198	1,45	231	1,51	268	1,57	307	1,67	398	1,78	503
	200	0,00500	1,25	157	1,30	185	1,36	216	1,41	250	1,47	288	1,57	372	1,67	471
	225	0,00444	1,18	148	1,23	174	1,28	204	1,33	236	1,38	271	1,48	351	1,57	444
	250	0,00400	1,12	141	1,17	166	1,22	193	1,26	224	1,31	257	1,40	333	1,49	421
F	275	0,00364	1,07	134	1,11	158	1,16	184	1,21	214	1,25	245	1,34	317	1,42	401
	300	0,00333	1,02	128	1,07	151	1,11	176	1,15	204	1,20	235	1,28	304	1,36	384
	325	0,00308	0,98	123	1,05	145	1,07	170	1,11	196	1,15	226	1,23	292	1,31	369
	350	0,00286	0,95	119	0,99	140	1,03	164	1,07	189	1,11	217	1,18	281	1,26	356
G	375	0,00267	0,91	115	0,95	135	0,99	158	1,03	183	1,07	210	1,14	272	1,22	344
	400	0,00250	0,88	111	0,92	131	0,96	153	1,00	177	1,04	203	1,11	263	1,18	333
	425	0,00235	0,86	108	0,90	127	0,93	148	0,97	172	1,11	197	1,07	255	1,14	323
	450	0,00222	0,83	105	0,87	123	0,91	144	0,94	167	0,98	192	1,04	248	1,11	314
H	475	0,00210	0,81	102	0,85	120	0,88	140	0,92	163	0,95	187	1,02	241	1,08	305
	500	0,00200	0,79	99	0,83	117	0,86	137	0,89	158	0,93	182	0,99	235	1,05	298
	550	0,00182	0,75	95	0,79	112	0,82	130	0,85	151	0,88	173	0,94	224	1,00	284
	600	0,00167	0,72	91	0,75	107	0,78	125	0,82	145	0,85	166	0,90	215	0,96	272
I	650	0,00154	0,69	87	0,72	103	0,75	120	0.78	139	0,81	160	0,87	206	0,92	261
	700	0,00143	0,67	84	0,70	99	0,73	116	0,76	134	0,78	154	0,84	199	0,89	252
	750	0,00133	0,65	81	0,67	96	0,70	112	0,73	129	0,76	149	0,81	192	0,86	243
	800	0,00125	0,63	79	0,65	93	0,68	108	0,71	125	0,73	144	0,78	186	0,83	235
K	850	0,00117	0,61	76	0,63	90	0,66	105	0,69	121	0,71	140	0,76	180	0,81	228
	900	0,00111	0,59	74	0,62	87	0,64	102	0,67	118	0,69	136	0,74	175	0,79	222
	950	0,00105	0,57	72	0,60	84	0,62	99	0,65	115	0,67	132	0,72	171	0,76	216
	1000	0,00100	0,56	70	0,58	83	0,61	97	0,63	112	0,66	129	0,70	166	0,75	211
L	1100	0,00091	0,53	67	0,56	79	0,58	92	0,60	107	0,63	123	0,67	159	0,71	201
	1200	0,00083	0,51	64	0,53	76	0,56	88	0,58	102	0,60	117	0,64	152	0,68	192
	1300	0,00077	0,49	62	0,51	73	0,53	85	0,55	98	0,57	113	0,61	146	0,65	185
	1400	0,00071	0,47	59	0,49	70	0,51	82	0,53	95	0,55	109	0,59	141	0,63	178
M	1500	0,00066	0,46	57	0,48	68	0,50	79	0,52	91	0,54	105	0,57	136	0,61	172
	1600	0,00062	0,44	56	0,46	65	0,48	76	0,50	89	0,52	102	0,55	132	0,59	166
	1700	0,00059	0,43	54	0,45	64	0,47	74	0,49	86	0,50	99	0,54	128	0,57	161
	1800	0,00056	0,42	52	0,44	62	0,45	72	0,47	84	0,49	96	0,52	124	0,56	157
N	1900	0,00053	0,41	51	0,42	60	0,44	70	0,46	81	0,48	93	0,51	121	0,54	153
	2000	0,00050	0,40	50	0,41	59	0,43	68	0,45	79	0,46	91	0,50	118	0,53	149

$D = 400$ bis $D = 1200$ mm. $m = 0{,}25$

	650		700		750		800		900		1000		1100		1200	
	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
A	7,86	2610	8,28	3186	8,68	3835	9,06	4556	9,82	6249	10,55	8281	11,23	10667	11,92	13474
	6,42	2131	6,76	2602	7,09	3131	7,40	3718	8,02	5102	8,61	6762	9,17	8710	9,73	11002
	5,56	1845	5,86	2253	6,14	2711	6,41	3221	6,95	4419	7,46	5856	7,94	7543	8,43	9528
	4,97	1650	5,24	2015	5,49	2425	5,73	2881	6,21	3952	6,67	5238	7.10	6747	7.54	8522
B	4,54	1507	4,78	1840	5,01	2214	5,23	2630	5,67	3608	6,09	4781	6,48	6159	6,88	7780
	4,20	1395	4,43	1703	4,64	2050	4,85	2435	5,25	3340	5,64	4427	6,00	5702	6,37	7203
	3,93	1305	4,14	1593	4,34	1917	4,53	2278	4,91	3125	5,27	4141	5,61	5334	5,96	6737
	3,71	1230	3,90	1502	4,09	1808	4 27	2148	4,63	2946	4 97	3904	5,29	5029	5,62	6352
C	3,52	1167	3,70	1425	3,88	1715	4,05	2037	4,39	2795	4,72	3704	5,02	4770	5,33	6026
	3,21	1065	3,38	1301	3,54	1566	3,70	1860	4,01	2551	4,31	3381	4,58	4355	4,86	5501
	2,97	986	3,13	1204	3 28	1449	3,43	1722	3,71	2362	3,99	3130	4,24	4032	4,50	5093
	2,78	923	2,93	1127	3,07	1356	3,20	1611	3,47	2209	3,73	2928	3,97	3771	4.21	4764
D	2,62	870	2,76	1062	2,89	1278	3,02	1519	3,27	2083	3,52	2760	3,74	3556	3,97	4492
	2,49	825	2,62	1008	2,75	1213	2,87	1441	3,11	1976	3,33	2619	3,55	3373	3,77	4261
	2,22	738	2,34	901	2,46	1085	2,56	1289	2,78	1768	2,98	2342	3,18	3017	3,37	3811
	2,03	674	2,14	823	2,24	990	2,34	1176	2,54	1614	2,72	2138	2,90	2754	3,08	3479
E	1,88	624	1,98	762	2,08	917	2,17	1089	2,35	1494	2,52	1980	2,68	2550	2,85	3214
	1,76	584	1,85	713	1,94	857	2,03	1019	2,20	1397	2,36	1852	2,51	2385	2,66	3013
	1,66	550	1,75	672	1,83	808	1,91	960	2,07	1317	2,22	1746	2,37	2249	2,51	2841
	1,57	522	1,66	637	1,74	767	1,81	911	1.97	1250	2,11	1656	2,25	2133	2,38	2695
F	1,50	498	1,58	608	1,66	731	1,73	871	1,87	1192	2,01	1574	2,14	2034	2,27	2568
	1,44	476	1,51	582	1,59	700	1,66	832	1,79	1141	1,93	1512	2,05	1948	2,18	2460
	1,38	458	1,45	559	1,52	673	1,59	799	1,72	1096	1,85	1453	1,97	1871	2,09	2364
	1,33	441	1,40	539	1,47	648	1,53	770	1,66	1056	1,78	1400	1,90	1803	2.01	2278
G	1,28	426	1,35	520	1,42	626	1,48	744	1,60	1021	1,72	1352	1,83	1742	1,95	2200
	1,24	413	1,31	504	1,37	606	1,43	720	1,55	988	1,67	1309	1,78	1687	1,88	2131
	1,21	400	1,27	489	1,33	588	1,39	699	1,51	959	1,62	1270	1,72	1636	1,83	2067
	1,17	389	1,23	475	1,29	572	1,35	679	1,46	932	1,57	1235	1,67	1590	1,78	2009
H	1,14	379	1,20	462	1,26	556	1,32	661	1,43	907	1,53	1202	1,63	1548	1,73	1955
	1,11	369	1,17	451	1,23	542	1,28	644	1,39	884	1,49	1171	1,59	1509	1,69	1906
	1,06	352	1,12	430	1,17	517	1,22	614	1,33	843	1,42	1117	1,51	1438	1,61	1817
	1,02	337	1,07	411	1,12	495	1,17	588	1,27	807	1,36	1069	1,45	1377	1,54	1740
I	0,98	324	1,03	395	1,08	476	1,12	565	1,22	775	1,31	1027	1,39	1323	1,48	1671
	0,94	312	0,99	381	1.04	458	1.08	545	1,17	747	1,26	990	1,34	1275	1,42	1611
	0,91	301	0,96	368	1,00	443	1,05	526	1,13	722	1.22	956	1,30	1232	1,38	1556
	0,88	292	0,93	356	0,97	429	1,01	509	1,10	699	1.18	926	1,26	1193	1,33	1507
K	0,85	283	0,90	346	0,94	416	0,98	494	1.07	678	1,14	898	1,22	1157	1,29	1462
	0,83	275	0,87	336	0,92	404	0,96	480	1,04	659	1,11	873	1,18	1124	1,26	1420
	0,81	268	0,85	327	0,89	393	0,93	467	1,01	641	1,08	850	1,15	1094	1,22	1383
	0,79	261	0,83	319	0,87	384	0,91	456	0,98	625	1,06	828	1,12	1067	1,19	1348
L	0,75	249	0,79	304	0,83	366	0,86	434	0,94	596	1,01	790	1,07	1017	1,14	1285
	0,72	238	0,76	291	0,79	350	0,83	416	0,90	571	0,96	756	1,03	974	1,09	1230
	0,69	229	0,73	280	0,76	336	0,80	400	0,86	548	0,92	726	0,98	936	1,05	1182
	0,67	221	0,70	269	0,73	324	0,77	385	0,83	528	0,89	700	0,95	902	1,01	1139
M	0,64	213	0,68	260	0,71	313	0,74	372	0,80	510	0,86	676	0,92	871	0,97	1100
	0,62	206	0,66	252	0,69	303	0,72	360	0,78	494	0,83	655	0,89	843	0,94	1065
	0,60	200	0,64	244	0,67	294	0,70	349	0,75	479	0,81	635	0,86	818	0,91	1033
	0,59	195	0,62	238	0,65	286	0,68	340	0,73	466	0,79	617	0,84	795	0,89	1004
N	0,57	189	0,60	231	0,63	278	0,66	331	0,71	453	0,77	601	0,81	774	0,86	978
	0.56	185	0,59	225	0,61	271	0,64	322	0,70	442	0,75	586	0,79	754	0,84	953

Tabelle 35. **Vollaufende Kreisprofile.**

	Profil		40		50		60		70		80		90		100		125		150	
	Gefälle		v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
A	10	0,10000	0,70	0,9	0,85	1,7	1,00	2,8	1,14	4,4	1,28	6,5	1,42	9.0	1,56	12,2	1,87	23,0	2,19	38,6
	15	0,06667	0,57	0,7	0,70	1,4	0.82	2,3	0,94	3,6	1,05	5,3	1,16	7,4	1,27	9,9	1,53	18,8	1,79	31,5
	20	0,05000	0,50	0,6	0,60	1,2	0,70	2,0	0,81	3,1	0,91	4,5	1,01	6,4	1,10	8.7	1,33	16,3	1,54	27,3
	25	0,04000	0,44	0,6	0,54	1,0	0,64	1,8	0,73	2,8	0,81	4,1	0.90	5,7	0.98	7,7	1,18	14,6	1,38	24,4
B	30	0,03333	0,40	0,5	0,49	0,9	0,58	1,7	0,67	2,6	0,75	3,8	0,82	5,2	0,90	7,1	1,09	13,3	1,26	22,3
	35	0,02857	0,37	0,5	0,46	0,9	0,54	1,5	0.61	2,3	0,69	3,5	0,76	4.8	0,83	6,5	1,00	12,3	1,17	20.6
	40	0,02500	0,35	0,4	0,43	0,8	0,50	1,4	0.57	2,2	0.65	3,3	0,71	4.5	0,78	6,1	0,94	11,5	1,09	19,3
	45	0,02222	0,33	0,4	0,40	0,8	0,47	1,3	0,54	2,1	0,61	3,1	0,67	4,2	0,73	5,8	0.88	10,9	1,03	18,2
C	50	0,02000	0,31	0,4	0,38	0,7	0,45	1.3	0,51	2,0	0,57	2,9	0,64	4,1	0,70	5,5	0,84	10,3	0,98	17,2
	60	0,01667	0,29	0,4	0,35	0.7	0,41	1,2	0,47	1,8	0,53	2,7	0,58	3,7	0,63	5,0	0,77	9,4	0,89	15,7
	70	0,01429	0,27	0,3	0,32	0,6	0,38	1,1	0,44	1,7	0.49	2,5	0,54	3,4	0,59	4,6	0,71	8,7	0,82	14,6
	80	0,01250	0,25	0,3	0,31	0.6	0,36	1,0	0,40	1,5	0,46	2,3	0,51	3.2	0,55	4,3	0,66	8,1	0,78	13,6
D	90	0,01111	0,23	0,3	0,29	0,6	0,34	1,0	0,38	1,5	0,43	2,2	0,47	3,0	0,51	4,1	0,62	7,7	0,73	12,9
	100	0,01000	0,22	0,3	0,27	0,5	0,31	0,9	0,36	1,4	0,41	2,1	0,45	2,9	0,49	3,9	0,59	7,3	0,69	12,2
	125	0,00800	0,20	0,3	0,24	0,5	0,28	0.8	0,33	1,3	0,37	1,8	0,40	2,6	0,44	3,5	0,53	6,5	0,62	10,9
	150	0,00667	0,18	0,3	0,22	0,4	0,26	0,7	0,30	1,1	0,33	1,7	0,37	2,3	0,40	3,1	0,49	5,9	0,56	9,9
E	175	0,00571	0,17	0,3	0,20	0,4	0,24	0,7	0,27	1,0	0,31	1,5	0,34	2.2	0,37	2,9	0.45	5,5	0,52	9.2
	200	0,00500	0,16	0,3	0,19	0,4	0,23	0,6	0,25	1,0	0,29	1,4	0,32	2,0	0,35	2,7	0,42	5,2	0,49	8.6
	225	0,00444	0,15	0,2	0,18	0,4	0,21	0,6	0,24	1,0	0,27	1,4	0,30	1,9	0,33	2,6	0,40	4,9	0,46	8.2
	250	0,00400	0.14	0,2	0,17	0.3	0,20	0,6	0,23	0,9	0,26	1,3	0,28	1,8	0.32	2,4	0.37	4.6	0,44	7,8
F	275	0,00364	0,13	0,2	0,16	0,3	0,19	0,6	0,22	0,9	0,25	1,2	0,27	1,8	0,30	2,3	0,36	4,4	0,42	7,3
	300	0,00333	0,13	0,2	0,15	0,3	0,18	0,6	0,21	0,8	0,24	1,2	0,26	1,7	0,28	2,2	0,34	4,2	0.40	7.0
	325	0,00308	0,12	0.2	0,15	0,3	0,17	0,5	0.21	0,8	0,23	1,2	0,25	1,6	0,27	2,2	0,33	4,1	0.38	6,8
	350	0,00286	0,12	0,2	0,14	0,3	0,17	0.5	0,20	0,7	0,22	1,1	0,24	1,5	0,26	2,1	0,32	3,9	0.37	6,5
G	375	0,00267	0,11	0,1	0,14	0,3	0,17	0,5	0,19	0,7	0,21	1,0	0,23	1,4	0,26	2,0	0,31	3,7	0,36	6.3
	400	0,00250	0,11	0,1	0,13	0.2	0,15	0,5	0,18	0,7	0,20	1,0	0,22	1,4	0,25	1,9	0,30	3,6	0.34	6.1
	425	0,00235	0,11	0,1	0,13	0,2	0,15	0,5	0,18	0,7	0,20	1,0	0,22	1,4	0.24	1,8	0,29	3,6	0.33	6.0
	450	0,00222	0,10	0,1	0,13	0,2	0,15	0,4	0 17	0,6	0,19	1.0	0.21	1,3	0,23	1,8	0,28	3,5	0,33	5,7
H	475	0,00210	0,10	0,1	0,12	0,2	0,14	0,4	0,17	0,6	0,19	1,0	0,21	1,3	0,22	1,8	0,28	3,3	0,32	5,6
	500	0,00200	0,10	0,1	0,12	0,2	0,14	0,4	0,17	0,6	0,18	0,9	0,20	1,3	0,22	1,7	0,27	3,2	0,31	5,5
	550	0,00182	0,09	0,1	0,12	0,2	0,13	0.4	0.15	0,6	0,18	0,9	0,19	1,2	0,21	1,7	0,25	3,1	0,29	5,2
	600	0,00167	0,09	0,1	0,11	0,2	0,13	0,4	0,15	0,6	0,17	0,8	0,18	1,2	0,20	1,6	0,24	3,0	0,29	5.0
I	650	0,00154	0,09	0,1	0,11	0,2	0,13	0,3	0,14	0.5	0,16	0,8	0.18	1,1	0,19	1,5	0,23	2,8	0,28	4.8
	700	0,00143	0,09	0,1	0,10	0,2	0,12	0,3	0,13	0,5	0,15	0,8	0.17	1,1	0,18	1,4	0.23	2,8	0,26	4.6
	750	0,00133	0,08	0,1	0,10	0,2	0,12	0,3	0,13	0,5	0,15	0,7	0,17	1,1	0,18	1,4	0,22	2,7	0,25	4.5
	800	0,00125	—	—	—	—	0,11	0,3	0,13	0,5	0,14	0.7	0,16	1,0	0,17	1,4	0,21	2,6	0,24	4.3
K	850	0,00117	—	—	—	—	0,11	0,3	0,13	0,5	0,14	0.7	0,15	1,0	0,17	1,3	0,20	2,5	0,24	4.2
	900	0,00111	—	—	—	—	0,11	0,3	0,12	0,5	0,14	0.7	0,15	1,0	0,16	1,3	0,19	2,4	0,23	4.1
	950	0,00105	—	—	—	—	—	—	0,12	0,5	0,13	0,6	0,14	1,0	0,16	1,3	0,19	2,4	0,22	4,0
	1000	0,00100	—	—	—	—	—	—	0.12	0,5	0,13	0,6	0,14	0,9	0,15	1,2	0,19	2,3	0,22	3,8
L	1100	0,00091	—	—	—	—	—	—	0,11	0,4	0,12	0.6	0,14	0,9	0,14	1,2	0,18	2,2	0,21	3,7
	1200	0,00083	—	—	—	—	—	—	0,10	0,4	0,12	0.6	0,13	0,8	0,14	1,1	0,17	2,1	0,20	3,6
	1300	0,00077	—	—	—	—	—	—	0,10	0,4	0,11	0,6	0,13	0,8	0,14	1,1	0,16	2,0	0,20	3,5
	1400	0,00071	—	—	—	—	—	—	0,10	0,4	0,11	0,6	0,12	0,8	0,13	1,0	0,16	1,9	0,19	3,4
M	1500	0,00066	—	—	—	—	—	—	0,10	0,4	0,10	0,6	0,12	0.7	0,13	1,0	0,15	1,9	0,18	3,3
	1600	0,00062	—	—	—	—	—	—	0,09	0,3	0,10	0,5	0,11	0,7	0,12	1,0	0,15	1,8	0,17	3,2
	1700	0,00059	—	—	—	—	—	—	0,09	0,3	0,10	0,5	0,11	0,7	0.12	0,9	0,14	1,8	1,17	3,0
	1800	0,00056	—	—	—	—	—	—	0,08	0,3	0,10	0,5	0,10	0,6	0,11	0,8	0,14	1,7	1,16	2,9
N	1900	0,00053	—	—	—	—	—	—	0.08	0,3	0.09	0,5	0,10	0,6	0,11	0 8	0,13	1.7	0.16	2.8
	2000	0.00050	—	—	—	—	—	—	0,08	0,3	0 09	0,5	0,10	0,6	0,11	0,8	0,13	1,6	0,15	2,7

$D = 40$ bis $D = 375$ mm. $m = 0,35$

	175		200		225		250		275		300		325		350		375	
	v	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*
A	2,48	59,5	2,75	86,4	3,03	120,5	3,29	162,0	3,56	211,0	3,81	269	4,05	336	4,28	412	4,77	499
	2,02	48,6	2,24	70,5	2,47	98,4	2,69	132,0	2,90	172,2	3,11	219	3,30	274	3,50	336	3,70	408
	1,75	42,1	1,95	61,1	2,14	85,2	2,34	114,3	2,51	149,2	2,69	190	2,87	238	3,03	292	3,20	354
	1,57	37,7	1,74	54,7	1,92	76,0	2,09	102,3	2,25	133,3	2,40	170	2,56	212	2,71	260	2,86	316
B	1,43	34,4	1,59	49,9	1,75	69,6	1,90	93,4	2,05	121,8	2,29	155	2,34	194	2,48	238	2,61	288
	1,32	31,9	1,47	46,2	1,62	64,4	1,76	86,5	1,90	112,7	2,03	144	2,17	180	2,29	221	2,42	267
	1,24	29,8	1,38	43,2	1,52	60,3	1,65	80,9	1,77	105,5	1,90	134	2,02	168	2,15	206	2,27	250
	1,17	28,1	1,30	40,7	1,43	56,8	1,55	76,2	1,67	99,4	1,80	127	1,91	158	2,02	194	2,13	236
C	1,15	26,6	1,23	38,7	1,35	53,9	1,48	72,5	1,60	94,5	1,70	119	1,81	150	1,93	185	2,03	219
	1,01	24,3	1,12	35,3	1,24	49,2	1,34	66,1	1,45	86,1	1,55	110	1,65	137	1,75	168	1,85	204
	0,94	22,5	1,04	32,6	1,15	45,6	1,24	61,4	1,36	80,0	1,44	102	1,54	127	1,63	156	1,69	187
	0,88	21,0	0,97	30,6	1,07	42,6	1,17	57,2	1,26	74,6	1,34	95	1,43	119	1,51	145	1,60	176
D	0,83	19,9	0,92	28,8	1,01	40,2	1,10	54,0	1,19	70,3	1,27	90	1,35	112	1,43	138	1,51	166
	0,78	18,8	0,87	27,3	0,96	38,1	1,04	51,1	1,13	66,8	1,20	85	1,28	106	1,36	130	1,43	158
	0,70	16,8	0,78	24,4	0,85	34,1	0,93	45,7	1,01	59,8	1,07	76	1,15	95	1,22	117	1,28	142
	0,64	15,3	0,71	22,3	0,78	31,1	0,85	41,8	0,92	54,5	0,98	69	1,05	86	1,11	106	1,17	129
E	0,59	14,2	0,66	20,6	0,72	28,8	0,79	38,7	0,85	50,4	0,91	64	0,97	80	1,02	99	1,08	120
	0,55	13,3	0,62	19,3	0,68	27,0	0,73	36,2	0,79	47,2	0,84	60	0,90	74	0,95	92	1,01	112
	0,53	12,6	0,58	18,2	0,64	25,4	0,69	34,1	0,75	44,4	0,80	57	0,85	71	0,90	87	0,96	105
	0,49	11,9	0,55	17,3	0,61	24,1	0,66	32,3	0,71	42,2	0,76	53	0,81	67	0,85	83	0,91	100
F	0,48	11,3	0,53	16,4	0,58	23,0	0,63	30,8	0,68	40,2	0,72	51	0,77	64	0,82	79	0,86	95
	0,45	10,8	0,50	15,8	0,56	22,0	0,60	29,5	0,65	38,5	0,69	49	0,74	61	0,79	75	0,82	92
	0,44	10,4	0,48	15,1	0,53	21,2	0,58	28,3	0,63	37,0	0,67	47	0,71	59	0,75	73	0,80	87
	0,42	10,1	0,46	14,6	0,51	20,3	0,56	27,3	0,60	35,6	0,64	45	0,68	57	0,73	69	0,76	85
G	0,40	9,7	0,45	14,1	0,50	19,7	0,54	26,4	0,58	34,5	0,62	44	0,66	56	0,70	68	0,74	81
	0,39	9,4	0,44	13,6	0,48	19,1	0,53	25,6	0,56	33,4	0,60	43	0,64	53	0,68	65	0,71	79
	0,38	9,1	0,42	13,2	0,46	18,5	0,51	24,8	0,54	32,4	0,58	41	0,62	52	0,66	63	0,70	76
	0,37	8,9	0,41	12,9	0,45	17,9	0,49	24,1	0,53	31,5	0,57	40	0,60	50	0,64	62	0,68	75
H	0,36	8,6	0,40	12,6	0,44	17,5	0,48	23,4	0,52	30,6	0,55	39	0,59	49	0,63	60	0,65	73
	0,35	8,3	0,39	12,2	0,43	17,0	0,47	22,8	0,50	29,9	0,54	38	0,57	47	0,61	58	0,64	70
	0,34	8,0	0,37	11,6	0,41	16,3	0,44	21,8	0,48	28,4	0,51	36	0,55	45	0,57	56	0,61	67
	0,32	7,7	0,36	11,1	0,39	15,5	0,43	20,8	0,46	27,2	0,49	35	0,52	43	0,55	53	0,58	64
I	0,30	7,4	0,34	10,7	0,37	14,9	0,41	20,1	0,44	26,2	0,47	33	0,50	42	0,53	51	0,56	62
	0,30	7,1	0,33	10,3	0,37	14,4	0,39	19,3	0,43	25,2	0,45	32	0,48	41	0,52	49	0,54	59
	0,29	7,0	0,32	10,0	0,35	13,9	0,38	18,7	0,41	24,3	0,44	31	0,47	39	0,50	47	0,53	58
	0,28	6,7	0,31	9,7	0,34	13,4	0,37	18,1	0,40	23,6	0,42	30	0,45	38	0,48	46	0,51	56
K	0,27	6,5	0,30	9,3	0,33	13,0	0,36	17,5	0,38	22,8	0,41	29	0,44	36	0,46	45	0,49	54
	0,26	6,3	0,29	9,1	0,32	12,7	0,35	17,0	0,38	22,3	0,40	28	0,43	35	0,45	43	0,47	53
	0,25	6,1	0,28	8,8	0,32	12,4	0,34	16,6	0,37	21,7	0,39	28	0,41	34	0,44	42	0,47	50
	0,25	5,9	0,27	8,6	0,31	12,0	0,33	16,2	0,35	21,1	0,38	27	0,40	33	0,43	41	0,45	51
L	0,24	5,7	0,26	8,3	0,29	11,5	0,32	15,4	0,34	20,1	0,36	26	0,39	32	0,41	40	0,43	47
	0,23	5,4	0,25	7,9	0,27	11,0	0,30	14,8	0,33	19,2	0,35	25	0,37	31	0,39	38	0,42	46
	0,21	5,3	0,24	7,6	0,27	10,5	0,29	14,2	0,31	18,5	0,33	24	0,35	29	0,38	36	0,40	44
	0,21	5,0	0,23	7,3	0,26	10,2	0,28	13,7	0,30	17,8	0,32	23	0,34	28	0,36	35	0,38	42
M	0,21	4,8	0,22	7,0	0,25	9,9	0,27	13,2	0,29	17,2	0,31	22	0,33	27	0,35	34	0,37	41
	0,20	4,7	0,21	6,9	0,24	9,5	0,26	12,8	0,28	16,6	0,30	21	0,32	26	0,34	33	0,36	40
	0,19	4,6	0,21	6,6	0,23	9,2	0,25	12,4	0,28	16,1	0,29	21	0,31	26	0,33	32	0,35	38
	0,19	4,4	0,21	6,4	0,22	9,0	0,25	12,1	0,27	15,7	0,28	20	0,30	25	0,32	31	0,34	37
N	0,18	4,4	0,20	6,3	0,22	8,7	0,24	11,8	0,26	15,3	0,28	20	0,29	24	0,31	30	0,33	36
	0,17	4,2	0,20	6,1	0,22	8,5	0,23	11,4	0,25	14,9	0,27	19	0,29	24	0,30	29	0,32	35

Tabelle 36. **Vollaufende Kreisprofile.**

	Gefälle \ Profil		400		425		450		475		500		550		600	
			v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
A	1:10	0,10000	4,75	597	4,97	705	5,19	825	5,41	959	5,62	1103	6,03	1431	6,44	1820
	15	0,06667	3,88	488	4,06	576	4,24	674	4,42	782	4,59	901	4,92	1168	5,25	1486
	20	0,05000	3,36	422	3,52	498	3,67	583	3,83	678	3,97	781	4,26	1012	4,54	1285
	25	0,04000	3,01	377	3,14	446	3,28	522	3,42	606	3,55	698	3,81	906	4,07	1151
B	30	0,03333	2,75	345	2,87	407	3,00	477	3,12	554	3,24	637	3,48	827	3,72	1050
	35	0,02857	2,54	319	2,66	377	2,78	442	2,89	513	3,00	590	3,22	765	3,44	972
	40	0,02500	2,38	298	2,49	353	2,60	412	2,70	479	2,81	552	3,01	715	3,21	910
	45	0,02222	2,24	281	2,34	332	2,44	389	2,55	452	2,65	520	2,84	675	3,03	857
C	50	0,02000	2,13	266	2,22	315	2,32	369	2,42	429	2,52	494	2,70	641	2,84	812
	60	0,01667	1,94	244	2,03	288	2,12	337	2,21	391	2,29	450	2,46	585	2,63	742
	70	0,01429	1,80	226	1,88	267	1,97	313	2,05	363	2,14	419	2,29	543	2,43	688
	80	0,01250	1,68	211	1,76	250	1,84	292	1,91	339	1,99	390	2,14	506	2,27	643
D	90	0,01111	1,58	199	1,65	235	1,73	275	1,81	319	1,87	368	2,01	477	2,14	607
	100	0,01000	1,50	189	1,58	223	1,64	261	1,71	303	1,78	349	1,91	453	2,03	574
	125	0,00800	1,34	169	1,41	199	1,47	233	1,53	271	1,59	312	1,71	405	1,82	514
	150	0,00667	1,22	154	1,29	182	1,34	213	1,40	247	1,45	285	1,56	369	1,66	470
E	175	0,00571	1,14	143	1,18	169	1,24	197	1,29	229	1,35	263	1,44	343	1,54	435
	200	0,00500	1,06	133	1,10	158	1,16	184	1,21	214	1,26	247	1,35	320	1,44	407
	225	0,00444	1,00	126	1,05	148	1,09	174	1,14	202	1,18	232	1,27	302	1,36	384
	250	0,00400	0,95	120	1,00	141	1,04	165	1,08	192	1,12	220	1,21	287	1,29	364
F	275	0,00364	0.91	114	0,95	135	0,99	157	1,04	183	1,07	210	1,15	273	1,31	347
	300	0,00333	0,87	109	0,91	129	0,95	150	0,98	175	1,03	202	1,10	262	1,18	332
	325	0,00308	0,83	105	0,89	124	0,91	145	0,94	168	0,99	194	1,06	251	1,13	319
	350	0,00286	0,81	101	0,84	119	0,88	140	0,92	162	0,95	186	1,02	242	1,09	308
G	375	0,00267	0,77	98	0,81	115	0,85	135	0,88	157	0,92	180	0,98	234	1,05	297
	400	0,00250	0,75	94	0,78	112	0,82	131	0,86	152	0,89	174	0,96	227	1,02	288
	425	0,00235	0,73	92	0,77	108	0,79	126	0,83	147	0,87	169	0,92	220	0,99	279
	450	0,00222	0,71	89	0,74	105	0,78	123	0,80	143	0,84	165	0.90	214	0,96	271
H	475	0,00210	0,69	87	0,72	102	0,75	121	0,79	140	0,82	160	0,88	208	0,93	264
	500	0,00200	0,67	84	0,71	100	0,73	117	0,76	135	0,80	156	0,85	202	0,91	258
	550	0,00182	0,64	81	0,67	95	0,70	111	0,73	129	0,75	148	0,81	193	0,86	245
	600	0,00167	0,61	77	0,64	91	0,67	107	0,70	124	0,73	142	0,78	185	0,83	235
I	650	0,00154	0,59	74	0,61	88	0,64	102	0,67	119	0,69	137	0,75	177	0,80	226
	700	0,00143	0,57	71	0,60	84	0,62	99	0,65	115	0,67	132	0,72	171	0,77	218
	750	0,00133	0,55	69	0.57	82	0,60	96	0,62	110	0,65	128	0,70	165	0.74	210
	800	0,00125	0,54	67	0,55	79	0,58	92	0,61	107	0,63	124	0,67	160	0,72	203
K	850	0,00117	0,52	65	0,54	77	0,56	90	0,59	104	0,61	120	0,65	155	0,70	197
	900	0,00111	0,50	63	0,53	74	0,55	87	0,57	101	0,59	117	0,64	151	0,68	192
	950	0,00105	0,48	61	0,51	72	0,53	85	0,56	98	0,57	113	0,62	147	0,66	187
	1000	0,00100	0,48	59	0,49	71	0,52	83	0,54	96	0,56	111	0,60	143	0,65	182
L	1100	0,00091	0,45	57	0,48	67	0,50	79	0,51	92	0,54	106	0,58	137	0,61	174
	1200	0,00083	0,43	54	0,45	65	0,48	75	0,50	87	0,51	100	0,55	131	0,59	166
	1300	0,00077	0,42	53	0,43	62	0,45	73	0,47	84	0,49	97	0,53	126	0,56	160
	1400	0,00071	0,40	50	0,42	60	0,44	71	0,45	81	0,47	94	0,51	121	0,54	154
M	1500	0,00066	0,39	48	0,41	58	0,43	67	0,44	78	0,46	90	0,49	117	0,53	149
	1600	0,00062	0,37	48	0,39	55	0,41	65	0,43	76	0,45	88	0,47	114	0,51	143
	1700	0,00059	0,37	46	0,38	54	0,40	63	0,42	74	0,43	85	0,46	110	0,49	139
	1800	0,00056	0,36	44	0,37	52	0,38	61	0,40	71	0,42	82	0,45	107	0,48	136
N	1900	0,00053	0,35	43	0,36	51	0,38	60	0,39	69	0,41	80	0,44	104	0,47	132
	2000	0,00050	0,34	42	0,35	50	0,37	58	0,39	68	0.40	78	0,43	102	0,46	129

$D = 400$ bis $D = 1200$ mm. **$m = 0{,}35$**

	650		700		750		800		900		1000		1100		1200	
	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
A	6,81	2260	7,20	2772	7,57	3344	7,93	3987	8,63	5493	9,31	7304	9,95	9447	10,59	11973
	5,57	1847	5,88	2264	6,18	2729	6,48	3252	7,05	4485	7,59	5964	8,12	7717	8,65	9776
	4,82	1599	5,10	1960	5,35	2363	5,61	2819	6,11	3884	6,58	5165	7,03	6683	7,49	8467
	4,31	1431	4,56	1753	4,79	2114	5,01	2521	5,46	3474	5,88	4620	6,83	5978	6,70	7573
B	3,94	1307	4,16	1601	4,37	1930	4,58	2301	4,99	3171	5,37	4217	5,74	5456	6,12	6913
	3,64	1210	3,85	1482	4,05	1787	4,24	2131	4,61	2936	4,97	3900	5,32	5050	5,66	6401
	3,41	1131	3,60	1386	3,78	1672	3,96	1993	4,32	2747	4,65	3652	4,97	4726	5,30	5986
	3,22	1066	3,39	1307	3,57	1576	3,74	1880	4,07	2590	4,38	3443	4,69	4450	5,00	5644
C	3,04	1014	3,23	1242	3,38	1495	3,56	1785	3,86	2450	4,61	3270	4,45	4225	4,72	5355
	2,78	923	2,94	1132	3,09	1365	3,24	1628	3,52	2242	3,80	2982	4,06	3857	4,32	4888
	2,58	858	2,74	1047	2,86	1263	3,01	1510	3,26	2070	3,51	2760	3,76	3571	3,97	4526
	2,41	800	2,55	980	2,68	1182	2,80	1410	3,05	1942	3,29	2582	3,52	3340	3,73	4233
D	2,27	754	2,40	924	2,52	1114	2,64	1329	2,87	1831	3,10	2434	3.31	3150	3,52	3992
	2,15	715	2,28	876	2,40	1058	2,51	1261	2,68	1735	2,94	2310	3,15	2987	3,34	3777
	1,93	640	2,04	784	2,15	946	2,24	1128	2,44	1553	2,63	2066	2,82	2987	2,99	3378
	1,76	584	1,86	716	1,95	863	2,05	1028	2,23	1418	2,40	1886	2,57	2439	2,74	3091
E	1,63	541	1,72	663	1,81	800	1,90	952	2,06	1313	2,22	1747	2,37	2259	2,53	2855
	1,53	506	1,61	620	1,69	747	1,77	891	1,93	1227	2,08	1634	2,22	2112	2,36	2677
	1,44	477	1,52	585	1,60	705	1,67	840	1,82	1157	1,96	1540	2,10	1991	2,23	2525
	1,36	453	1,43	554	1,52	669	1,58	797	1,73	1098	1,86	1461	1,99	1889	2,11	2395
F	1,30	432	1,37	529	1,45	637	1,51	762	1,64	1047	1,77	1389	1,90	1800	2,02	2282
	1,25	413	1,31	506	1,39	610	1,45	728	1,57	1002	1,70	1334	1,82	1725	1,94	2197
	1,20	397	1,26	486	1,33	587	1,39	699	1,51	963	1,63	1282	1,75	1656	1,86	2101
	1,15	382	1,22	469	1,28	565	1,34	673	1,46	928	1,57	1235	1,68	1606	1,79	2024
G	1,11	369	1,17	452	1,24	546	1,29	651	1,40	897	1,52	1193	1,62	1543	1,73	1955
	1,08	358	1,14	438	1,19	528	1,25	630	1,36	868	1,47	1155	1,58	1494	1,67	1894
	1,05	347	1,10	425	1,16	513	1,22	611	1,33	843	1,43	1121	1,52	1449	1,63	1837
	1,01	337	1,07	413	1,12	499	1,18	594	1,28	819	1,39	1090	1,48	1408	1,58	1790
H	0,99	329	1,04	402	1,10	485	1,15	578	1,26	797	1,35	1061	1,44	1371	1,54	1737
	0,96	320	1,02	392	1,07	473	1,12	563	1,22	777	1,31	1033	1,41	1336	1,50	1694
	0,92	305	0,97	374	1,02	451	1,07	537	1,17	741	1,25	986	1,34	1273	1,43	1615
	0,88	292	0,93	357	0,98	432	1,02	514	1,12	709	1,20	943	1,28	1220	1,37	1546
I	0,85	281	0,90	344	0,94	415	0,98	494	1,07	681	1,16	906	1,23	1172	1,32	1485
	0,82	270	0,86	331	0,91	399	0,94	477	1,03	656	1,11	873	1,19	1129	1,26	1432
	0,79	261	0,84	320	0,87	386	0,92	460	0,99	634	1,08	843	1,15	1091	1,23	1383
	0,76	253	0,81	310	0,85	374	0,88	445	0,97	614	1,04	817	1,12	1057	1,18	1339
K	0,74	245	0,78	301	0,82	363	0,86	432	0,94	596	1,01	792	1,08	1025	1,15	1299
	0,72	238	0,76	292	0,80	352	0,84	420	0,91	579	0,98	770	1,05	996	0,12	1262
	0,70	232	0,74	284	0,78	343	0,81	408	0,89	563	0,95	750	1,02	969	1,08	1229
	0,69	226	0,72	277	0,76	335	0,80	399	0,86	549	0,94	731	0,99	946	1,06	1198
L	0,65	216	0,69	264	0,76	319	0,75	379	0,83	524	0,89	697	0,95	900	1,01	1142
	0,62	206	0,66	253	0,69	305	0,73	364	0,79	502	0,85	667	0,91	863	0,97	1093
	0,60	199	0,63	243	0,66	293	0,70	350	0,75	482	0,81	641	0,87	829	0,93	1050
	0,58	192	0,61	234	0,64	283	0,67	337	0,73	464	0,79	618	0,84	799	0,90	1012
M	0,56	185	0,59	226	0,62	273	0,65	325	0,70	448	0,75	596	0,82	772	0,86	977
	0,54	179	0,57	219	0,60	264	0,63	315	0,68	434	0,73	578	0,79	747	0,84	946
	0,52	173	0,56	212	0,58	256	0,61	305	0,66	421	0,71	560	0,76	725	0,81	918
	0,51	169	0,54	207	0,57	249	0,59	297	0,64	409	0,70	544	0,74	704	0,79	892
N	0,49	164	0,52	201	0,55	242	0,58	289	0,62	398	0,68	530	0,72	686	0,76	869
	0,48	160	0,51	196	0,53	236	0,56	282	0,61	388	0,66	517	0,70	668	0,75	847

Tabelle 37. **Vollaufende Eiprofile.**

Gefäll 1:	Profil a	60:40 v	60:40 Q	75:50 v	75:50 Q	90:60 v	90:60 Q	105:70 v	105:70 Q	120:80 v	120:80 Q	135:90 v	135:90 Q
50	0,02000	2,76	510	3,26	934	3,68	1523	4,09	2303	4,48	3292	4,84	4506
60	0,01667	2,53	465	2,97	851	3,36	1390	3,74	2103	4,09	3005	4,42	4113
70	0,01429	2,34	431	2,76	788	3,11	1287	3,46	1947	3,79	2782	4,09	3802
80	0,01250	2,19	403	2,56	737	2,91	1204	3,24	1821	3,54	2602	3,83	3568
90	0,01111	2,07	380	2,42	695	2,75	1135	3.05	1717	3,34	2453	3,61	3359
100	0,01000	1,96	360	2,30	659	2,61	1077	2,89	1629	3,17	2327	3,43	3186
125	0,00800	1,75	322	2,05	590	2,33	963	2,59	1457	2,83	2082	3,06	2850
150	0,00667	1,60	295	1,88	539	2,13	879	2,36	1330	2,59	1900	2,80	2601
175	0,00571	1,48	272	1,73	498	1,97	814	2,19	1231	2,39	1759	2,59	2408
200	0,00500	1,40	255	1,63	466	1,84	761	2,05	1152	2,24	1646	2,42	2253
225	0,00444	1,31	240	1,53	439	1,74	718	1,93	1086	2,11	1551	2,28	2124
250	0,00400	1,24	228	1,45	416	1,65	681	1,83	1030	2,00	1472	2,17	2015
275	0,00364	1,18	217	1,40	397	1,57	649	1,75	982	1,91	1403	2,07	1921
300	0.00333	1,13	208	1,33	380	1,50	621	1,67	940	1,83	1344	1,98	1839
325	0,00308	1,09	200	1,27	366	1,45	597	1,61	903	1,76	1291	1,90	1767
350	0,00286	1,06	193	1,22	352	1,39	575	1,55	870	1,69	1244	1,83	1703
375	0,00267	1,01	186	1,19	341	1,35	556	1,49	841	1,64	1202	1,77	1645
400	0,00250	0,98	180	1,15	329	1,30	538	1,45	814	1,58	1163	1,71	1593
425	0,00235	0,95	175	1,11	320	1,26	522	1,40	790	1,54	1129	1,66	1545
450	0,00222	0,92	170	1,08	310	1,23	507	1,36	768	1,49	1097	1,61	1502
475	0,00210	0,90	165	1,05	301	1,20	494	1,33	747	1,45	1068	1,57	1462
500	0,00200	0,88	161	1,03	295	1,17	481	1,29	728	1,42	1041	1,53	1425
550	0,00182	0,84	154	0,98	281	1,11	459	1,23	694	1,35	992	1,46	1358
600	0,00167	0,80	147	0,94	269	1,06	439	1,18	665	1,29	950	1,40	1300
650	0,00154	0,77	141	0,90	258	1,02	422	1,14	639	1,24	913	1,34	1249
700	0,00143	0,74	136	0,87	249	0,98	407	1,09	615	1,20	879	1,29	1204
750	0,00133	0,71	131	0,83	240	0,95	393	1,06	594	1,16	850	1,25	1163
800	0,00125	0,69	127	0,81	233	0,92	380	1,02	576	1,12	823	1,21	1126
850	0,00117	0,67	124	0,78	225	0,89	369	0,99	558	1,09	798	1,17	1093
900	0,00111	0,65	120	0,77	220	0,87	359	0,96	543	1.06	775	1,14	1062
950	0,00105	0,63	117	0,75	213	0,85	349	0,94	528	1,03	755	1,11	1033
1000	0,00100	0,62	114	0,73	209	0,82	340	0,92	515	1,00	736	1,08	1007
1100	0,00091	0,59	109	0,69	199	0,79	324	0,87	491	0,95	701	1,03	960
1200	0,00083	0,56	104	0.66	191	0.75	310	0,84	470	0,91	672	0,99	919
1300	0,00077	0,54	100	0,63	183	0,72	298	0,80	451	0,88	645	0,95	883
1400	0,00071	0,52	96	0,61	175	0,70	287	0,77	435	0,85	622	0,92	851
1500	0,00066	0,50	93	0.59	169	0,67	278	0,75	420	0,82	601	0,88	822
1600	0,00062	0,49	90	0,57	164	0,65	269	0.72	407	0,79	582	0,86	796
1700	0,00059	0,48	87	0,56	160	0,63	261	0,70	395	0,77	564	0,83	772
1800	0,00056	0,46	85	0,55	156	0,61	253	0,68	384	0,75	548	0,81	751
1900	0,00053	0,45	83	0,53	151	0,60	247	0,66	373	0,73	534	0,79	731
2000	0,00050	0,44	81	0,52	147	0,58	240	0,65	364	0,71	520	0,77	712

60 : 40 cm bis 300 : 200 cm. **$m = 0{,}25$**

Gefälle	150 : 100		180 : 120		210 : 140		240 : 160		270 : 180		300 : 200	
1:	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*
50	5,20	5969	5,84	9678	6,47	14553	7,05	20716	7,59	28228	8,10	37229
60	4,74	5449	5,34	8835	5,90	13285	6,43	18911	6,93	25768	7,40	33985
70	4,39	5045	4,95	8179	5,46	12299	5,96	17508	6,41	23857	6,85	31464
80	4,11	4719	4,63	7651	5,11	11505	5,57	16378	6,00	22316	6,41	29432
90	3,87	4449	4,36	7213	4,82	10847	5,25	15441	5,65	21040	6,04	27748
100	3,68	4221	4,14	6843	4,57	10290	4,98	14649	5,36	19960	5,73	26324
125	3,29	3775	3,70	6121	4,09	9204	4,46	13102	4,80	17853	5,13	23545
150	3,00	3446	3,38	5587	3,73	8402	4,07	11960	4,38	16297	4,68	21494
175	2,78	3190	3,13	5173	3,46	7779	3,77	11073	4,05	15088	4,33	19899
200	2,60	2984	2,93	4839	3,23	7276	3,52	10358	3,79	14114	4,05	18614
225	2,45	2814	2,76	4562	3,05	6860	3,32	9766	3,58	13306	3,82	17549
250	2,32	2669	2,62	4328	2,89	6508	3,15	9264	3,39	12624	3,62	16649
275	2,22	2545	2,50	4126	2,76	6205	3,00	8833	3,23	12036	3,46	15874
300	2,12	2437	2,39	3951	2,64	5941	2,88	8457	3,10	11524	3,31	15198
325	2,04	2341	2,30	3796	2,54	5708	2,76	8125	2,98	11072	3,18	14602
350	1,96	2256	2,21	3658	2,44	5500	2,66	7830	2,87	10669	3,06	14071
375	1,90	2179	2,14	3534	2,36	5314	2,57	7564	2,77	10307	2,96	13594
400	1,84	2110	2,07	3421	2,29	5145	2,49	7324	2,68	9980	2.87	13162
425	1,78	2047	2,01	3319	2,22	4991	2,42	7105	2,60	9682	2,78	12769
450	1,73	1989	1,95	3226	2,16	4851	2,35	6905	2,53	9409	2,70	12409
475	1,69	1936	1,90	3140	2,10	4721	2,29	6721	2,46	9158	2,63	12078
500	1,64	1887	1,85	3060	2,04	4602	2,23	6551	2,40	8926	2,56	11772
550	1,57	1799	1,76	2918	1,95	4387	2,12	6246	2,29	8511	2,44	11225
600	1,50	1723	1,69	2793	1,87	4201	2,03	5980	2,19	8148	2,34	10747
650	1,44	1655	1,62	2684	1,79	4036	1,95	5745	2,10	7829	2,25	10325
700	1,39	1595	1,56	2586	1,73	3889	1,88	5536	2,03	7544	2,17	9949
750	1,34	1541	1,51	2498	1,67	3757	1,82	5349	1,96	7288	2,09	9612
800	1,30	1492	1,46	2419	1,62	3638	1,76	5179	1,90	7057	2,03	9307
850	1,26	1447	1,42	2347	1,57	3529	1,71	5024	1,84	6846	1,97	9029
900	1,23	1407	1,38	2281	1,52	3430	1,66	4883	1,79	6653	1,91	8775
950	1,19	1369	1,34	2220	1,48	3338	1,62	4752	1,74	6476	1,86	8540
1000	1,16	1334	1,31	2164	1,45	3254	1,58	4632	1,70	6312	1,81	8324
1100	1,11	1272	1,25	2063	1,38	3102	1,50	4416	1,62	6018	1,73	7937
1200	1,06	1218	1,19	1975	1,32	2970	1,44	4228	1,55	5762	1,65	7599
1300	1,02	1170	1,15	1898	1,27	2854	1,38	4062	1,49	5536	1,59	7301
1400	0,98	1128	1,11	1829	1,22	2750	1,33	3915	1,43	5334	1,53	7035
1500	0,95	1089	1,07	1767	1,18	2657	1,29	3782	1,39	5153	1,48	6797
1600	0,92	1055	1,03	1710	1,14	2572	1,25	3662	1,34	4990	1,43	6581
1700	0,89	1023	1,00	1659	1,11	2495	1,21	3552	1,30	4841	1,39	6384
1800	0,87	994	0,98	1613	1,08	2425	0,17	3452	1,26	4704	1,35	6204
1900	0,84	968	0,95	1570	1,05	2360	1,14	3360	1,23	4579	1,31	6039
2000	0,82	943	0,93	1530	1,02	2301	1,11	3275	1,20	4463	1,28	5886

Tabelle 18. **Vollaufende Eiprofile.**

Gefälle: 1 : L	Profil a	60 : 40 v	Q	75 : 50 v	Q	90 : 60 v	Q	105 : 70 v	Q	120 : 80 v	Q	135 : 90 v	Q
50	0,02000	2,36	436	2,81	806	3,20	1324	3,58	2015	3,94	2896	4,28	3983
60	0,01667	2,16	398	2,56	734	2,92	1209	3,27	1840	3,60	2644	3,91	3635
70	0,01429	2,00	369	2,38	680	2,70	1119	3,03	1704	3,33	2448	3,61	3366
80	0,01250	1,87	345	2,21	636	2,53	1047	2,84	1594	3,11	2289	3,38	3148
90	0,01111	1,77	325	2,09	600	2,39	987	2,67	1503	2,94	2158	3,19	2969
100	0,01000	1,68	308	1,98	569	2,27	937	2,53	1426	2,79	2047	3,03	2816
125	0,00800	1,50	275	1,77	509	2,03	837	2,27	1275	2,49	1832	2,70	2519
150	0,00667	1,37	252	1,62	465	1,85	764	2,07	1164	2,28	1672	2,47	2299
175	0,00571	1,27	233	1,49	430	1,71	708	1,92	1077	2,10	1548	2,29	2123
200	0,00500	1,20	218	1,41	402	1,60	662	1,79	1008	1,97	1448	2,14	1991
225	0,00444	1,12	205	1,32	379	1,51	624	1,69	950	1,86	1365	2,01	1877
250	0,00400	1,06	195	1,25	359	1,43	597	1,60	901	1,76	1295	1,92	1781
275	0,00364	1,01	186	1,21	343	1,37	564	1,53	859	1,68	1234	1,83	1698
300	0,00333	0,97	178	1,15	328	1,30	540	1,46	823	1,61	1182	1,75	1625
325	0,00308	0,93	171	1,10	316	1,26	519	1,41	790	1,55	1136	1,68	1562
350	0,00286	0,91	165	1,05	304	1,21	500	1,36	761	1,49	1094	1,62	1505
375	0,00267	0,86	159	1,03	294	1,67	484	1,30	736	1,44	1057	1,56	1454
400	0,00250	0,84	154	0,99	284	1,13	468	1,27	712	1,39	1023	1,51	1408
425	0,00235	0,81	150	0,96	276	1,10	454	1,23	691	1,35	993	1,47	1366
450	0,00222	0,79	145	0,93	268	1,07	441	1,19	665	1,31	965	1,42	1328
475	0,00210	0,77	141	0,91	260	1,04	430	1,16	654	1,28	940	1,39	1292
500	0,00200	0,75	138	0,89	255	1,02	418	1,13	637	1,25	916	1,35	1260
550	0,00182	0,72	132	0,85	243	0,96	399	1,08	607	1,19	873	1,29	1200
600	0,00167	0,68	126	0,81	232	0,92	382	1,03	582	1,13	836	1,24	1149
650	0,00154	0,66	121	0,78	223	0,89	367	1,00	559	1,09	803	1,18	1104
700	0,00143	0,63	116	0,75	215	0,85	354	0,95	538	1,05	773	1,14	1064
750	0,00133	0,61	112	0,72	207	0,83	342	0,93	520	1,02	748	1,10	1028
800	0,00125	0,59	109	0,70	201	0,80	330	0,89	504	0,98	724	1,07	995
850	0,00117	0,57	106	0,67	194	0,77	321	0,87	488	0,96	702	1,03	966
900	0,00111	0,56	103	0,66	190	0,76	312	0,84	475	0,93	682	0,11	939
950	0,00105	0,54	100	0,65	184	0,74	303	0,82	462	0,91	664	0,98	913
1000	0,00100	0,53	97	0,63	180	0,71	296	0,81	451	0,88	647	0,95	890
1100	0,00091	0,50	93	0,60	172	0,69	282	0,76	430	0,84	617	0,91	848
1200	0,00083	0,48	89	0,57	163	0,65	270	0,73	411	0,80	591	0,87	812
1300	0,00077	0,46	85	0,54	158	0,63	259	0,70	395	0,77	567	0,84	780
1400	0,00071	0,44	82	0,53	151	0,61	250	0,67	381	0,75	547	0,81	752
1500	0,00066	0,43	80	0,51	146	0,58	242	0,66	367	0,72	529	0,78	726
1600	0,00062	0,42	77	0,49	142	0,56	234	0,63	356	0,69	512	0,76	703
1700	0,00059	0,41	74	0,48	138	0,55	227	0,61	346	0,68	496	0,73	682
1800	0,00056	0,39	73	0,47	135	0,53	220	0,59	336	0,66	482	0,72	664
1900	0,00053	0,38	71	0,46	130	0,52	215	0,58	326	0,64	470	0,70	646
2000	0,00050	0,37	69	0,45	127	0,50	209	0,57	318	0,62	457	0,68	629

60 : 40 cm bis 300 : 200 cm. $m = 0{,}35$

Gefälle	150 : 100		180 : 120		210 : 140		240 : 160		270 : 180		300 : 200	
1:	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*
50	4,61	5297	5,22	8647	5,81	13077	6,36	18700	6,88	25594	7,37	33878
60	4,21	4836	4,77	7894	5,30	11937	5,80	17071	6,28	23364	6,73	30926
70	3,90	4477	4,42	7308	4,91	11051	5,38	15804	5,81	21631	6,23	28632
80	3,65	4188	4,14	6836	4,59	10338	5,03	14784	5,44	20234	5,83	26783
90	3,43	3948	3,90	6445	4,33	9777	4,74	13939	5,12	19077	5,50	25251
100	3,27	3746	3,70	6114	4,11	9246	4,50	13224	4,86	18098	5,21	23955
125	2,92	3350	3,31	5469	3,67	8270	4,03	11827	4,35	16187	4,67	21426
150	2,66	3058	3,02	4992	3,35	7550	3,67	10796	3,97	14776	4,26	19560
175	2,47	2831	2,80	4622	3,11	6990	3,40	9955	3,67	13680	3,94	18108
200	2,31	2648	2,62	4324	2,90	6538	3,18	9350	3,44	12797	3,69	16939
225	2,17	2497	2,47	4076	2,74	6164	3,00	8816	3,25	12064	3,48	15970
250	2,06	2369	2,34	3867	2,60	5848	2,84	8363	3,07	11446	3,29	15151
275	1,97	2258	2,23	3687	2,48	5576	2,71	7973	2,93	10913	3,15	14445
300	1,88	2163	2,13	3530	2,38	5338	2,60	7634	2,81	10449	3,01	13830
325	1,81	2077	2,05	3392	2,28	5129	2,49	7334	2,70	10039	2,89	13288
350	1,74	2002	1,97	3268	2,19	4942	2,40	7068	2,60	9674	2,78	12805
375	1,69	1934	1,91	3158	2,12	4775	2,32	6828	2,51	9345	2,69	12370
400	1,63	1872	1,85	3057	2,06	4623	2,25	6611	2,43	9049	2,61	11977
425	1,58	1817	1,80	2965	1,99	4485	2,18	6414	2,36	8779	2,53	11620
450	1,54	1765	1,74	2882	1,94	4359	2,12	6233	2,29	8531	2,46	11292
475	1,50	1718	1,70	2805	1,89	4242	2,07	6067	2,23	8304	2,39	10991
500	1,46	1675	1,65	2734	1,83	4135	2,01	5914	2,18	8093	2,33	10712
550	1,39	1596	1,57	2607	1,75	3942	1,91	5638	2,08	7717	2,22	10215
600	1,33	1529	1,51	2495	1,68	3775	1,83	5398	1,99	7388	2,13	9778
650	1,28	1469	1,45	2398	1,61	3627	1,76	5186	1,90	7099	2,05	9396
700	1,23	1415	1,39	2311	1,55	3494	1,70	4997	1,84	6840	1,97	9054
750	1,19	1367	1,35	2232	1,50	3376	1,64	4828	1,78	6608	1,90	8747
800	1,15	1324	1,30	2161	1,46	3269	1,59	4675	1,72	6399	1,85	8469
850	1,12	1284	1,27	2097	1,41	3171	1,54	4535	1,67	6207	1,63	8216
900	1,09	1249	1,23	2038	1,37	3082	1,50	4408	1,62	6032	1,74	7985
950	1,06	1215	1,20	1984	1,33	2999	1,47	4290	1,58	5872	1,69	7771
1000	1,03	1184	1,17	1933	1,30	2924	1,43	4181	1,54	5723	1,65	7575
1100	0,99	1129	1,12	1843	1,24	2787	1,35	3986	1,47	5456	1,57	7223
1200	0,94	1081	1,06	1765	1,19	2669	1,30	3817	1,40	5224	1,50	6915
1300	0,91	1038	1,03	1696	1,14	2561	1,25	3667	1,35	5019	1,45	6644
1400	0,87	1001	0,99	1634	1,10	2471	1,20	3534	1,30	4836	1,39	6402
1500	0,84	966	0,96	1579	1,06	2387	1,16	3414	1,26	4672	1,35	6185
1600	0,82	936	0,92	1528	1,02	2311	1,13	3306	1,21	4524	1,30	5989
1700	0,79	908	0,89	1482	1,00	2242	1,09	3206	1,18	4389	1,26	5809
1800	0,77	882	0,86	1441	0,97	2179	1,06	3116	1,14	4265	1,23	5646
1900	0,74	859	0,85	1403	0,94	2121	1,03	3033	1,11	4152	1,19	5495
2000	0,73	837	0,89	1367	0,92	2068	1,00	2956	1,09	4047	1,16	5356

Man findet in der Tabelle S. 88 für $D = 450$ und $J = 0{,}00071$ $Q = 82$, für $J = 0{,}00066$ $Q = 79$ l. Einer Differenz von 3 l in der Wassermenge entspricht mithin eine Gefällsdifferenz von 0,00005; demnach einer solchen von 2 l eine Gefällsdifferenz von $\frac{2 \cdot 0{,}00005}{3} = 0{,}00003$. Also beträgt der Druckverlust pro Längeneinheit: $J = 0{,}00071 - 0{,}00003 = 0{,}00068$, der gesamte Druckverlust ist dann $h = 5000 \cdot 0{,}00068 = 3{,}40$ m.

4. Bei einem Straßenkanale mit einem Gefälle von 1 : 200 und halbvoll laufendem Querschnitte beträgt die zu transportierende Wassermenge 350 l in der Sekunde; welche Lichtweite erhält derselbe, wenn $m = 0{,}25$ angenommen wird?

Für $J = 0{,}00500$ und $D = 700$ mm findet man S. 89 $Q = 713$. Das Rohr erhält also 700 mm Weite.

5. Durch einen halbvoll laufenden Kanal von 800 mm Weite fließen 500 l Wasser in der Sekunde; der Kanal hat ein Gefälle von 1 : 200. Welche Geschwindigkeit nimmt das Wasser an?

Man findet für $D = 800$ mm und $J = 0{,}00500$ $Q = 1019$, $v = 2{,}03$ m, wenn $m = 0{,}25$ ist.

Die verschiedenen Formeln für die Bewegung des Wassers in Rohrleitungen geben natürlich keineswegs vollkommen übereinstimmende Werte (vgl. Ge 1911, S. 369). Deshalb dürften auch die logarithmisch-graphischen Tafeln I—V für viele praktische Fälle durchaus genügende Genauigkeit besitzen.

Anm. Bei der Berechnung von Röhrendohlen ($D_{min} = 50$ cm) wird meist nur halbe Füllung zugrunde gelegt. Bei gewölbten Durchlässen legt man höchstens Kämpferfüllung zugrunde, noch weniger aber, wenn sich bei Kämpferfüllung das Wasser vor dem Durchlaß seeartig anstauen würde.

§ 13. Formeln von Bazin für den Wert k.

In den Annales des ponts et chaussées veröffentlichte Bazin 1897 eine Studie über die Form des Rauhigkeitskoeffizienten k, welche er auf Grund von über 600 Beobachtungen verschiedener Autoren an Profilen jeder Art und Größe erhalten hatte. Die Formel lautet:

$$k = \frac{87}{1 + \frac{c}{\sqrt{P}}} \qquad 1$$

Die Werte von c sind der folgenden Tabelle zu entnehmen.

An dieser Formel bemängelt Tolkmitt, daß sich die Koeffizienten c zu sprungweise ändern. Man wird dem durch geeignete Wahl von Zwischenwerten abzuhelfen suchen. Nach Siedek läßt die Formel bei großen Breiten und Tiefen in ihrer Verwendbarkeit nach, soll aber im übrigen mit der Wirklichkeit besser übereinstimmen als die Kutter-Ganguilletschen Formeln. Nach Lindboe soll die Bazinsche Formel für große Werte von $h \cdot J$ viel zu hohe Geschwindigkeiten ergeben. — Dagegen empfahl Gravelius [81] den Praktikern, sich der Bazinschen Formel zuzuwenden.

Tabelle 39. **Werte des Koeffizienten c nach Bazin.**

Nr.	Wandungen des Gerinnes	c	Etwa entsprechendes n (Kutter)
I	Sehr ebene Wände: Zementglattstrich, gehobeltes Holz, sorgfältigste Arbeit und Erhaltung . . .	0,06	0,010
II	Ebene Wände: Bearbeitetes Mauerwerk, Bohlen, Quader, gut gefugte Backsteine	0,16	0,013
III	Weniger ebene Wände: Gewöhnliches Bruchsteinmauerwerk, roher Beton	0,46	0,017
IV	Erdwände und Pflasterungen bei sehr regelmäßigen Querschnitten, Kanäle in Erde mit gepflasterten Böschungen, oder sehr regelmäßigem Kies . .	0,85	0,020
V	Ziemlich regelmäßige Flüsse mit etwas Pflanzenwuchs in Erde	1,30	0,028
VI	Flüsse mit steinigen oder losen Wandungen, rauhe Betten	bis 1,75	bis 0,053
	Oberrhein oberhalb des Bodensees	über 1,75	—

Die Tabellen Nr. 41 und 42 dienen zur Erleichterung der Benutzung.

Eine ältere, noch immer benutzte Formel von Bazin lautet:

$$k = \frac{1}{\sqrt{a + \frac{b}{P}}} \qquad 2$$

wo sich für die Gruppen I—VI der Tabelle Nr. 39 folgende Werte von a und b ergeben.

Tabelle 40.

	$a =$	$b =$	$b : a =$
I	0,00015	0,0000045	0,03
II	0,00019	0,0000133	0,07
III	0,00024	0,0000600	0,25
IV	0,00028	0,0003500	1,25
V und VI	0,00040	0,0007000	1,75

Die folgenden Angaben werden die Koeffizientenwahl erleichtern.

1. Beim Walchenseeprojekt hat die Firma Grün & Bilfinger zur Berechnung eines Stollenquerschnitts von $F = 6{,}064$ m² die Bazinsche Formel mit den Werten $c = 0{,}121$ und $c = 0{,}470$ gewählt, letzteren für den Fall, daß mit der Zeit durch Ablagerungen sich die Rauhigkeit wesentlich vermehren sollte. Der erste Wert erscheint etwas klein.

Tabelle 41. **Werte *k* für die Bazinsche Formel.**

P	$c = 0{,}06$	$c = 0{,}16$	$c = 0{,}46$	$c = 0{,}85$	$c = 1{,}30$	$c = 1{,}75$
0,05	68,5	50,7	28,4	18,1	12,8	9,9
0,06	69,8	52.6	30,2	19,4	13,3	10,7
0,07	70,9	54,2	31,7	20,6	14,7	11,4
0,08	71,8	55,6	33,1	21,7	15,5	12,1
0,09	72,5	56,7	34,4	22,7	16,3	12,7
0,10	73,1	57,7	35,5	23,6	17,0	13,3
0,11	73,6	58,7	36,5	24,4	17,7	13,9
0,12	74,1	59,5	37,4	25,2	18,3	14,4
0,13	74,6	60,2	38,2	25,9	18,9	14,9
0,14	75,0	60,9	39,0	26,7	19,4	15,3
0,15	75,3	61,5	39,7	27,2	19,9	15,8
0,16	75,6	62,1	40,5	27,8	20,4	16,2
0,17	75,9	62,7	41,2	28,4	20,9	16,6
0,18	76,2	63,2	41,8	29,0	21,4	17,0
0,19	76,5	63,6	42,4	29,5	21,8	17,3
0,20	76,7	64,1	42,9	30,0	22,3	17,7
0,21	76,9	64,5	43,5	30,5	22,7	18,1
0,22	77,1	64,9	44,0	30,9	23,1	18,4
0,23	77,3	65,2	44,4	31,4	23,4	18,7
0,24	77,5	65,5	44,8	31,8	23,8	19,0
0,25	77,6	65,9	45,3	32,2	24.2	19,3
0,26	77,8	66,2	45,7	32,6	24,5	19,6
0,27	78,0	66.5	46,1	33,0	24,8	19.9
0,28	78,1	66,8	46,5	33,4	25,2	20.2
0,29	78,3	67,0	46,9	33,7	25,5	20,5
0,30	78,4	67,3	47,3	34,1	25,8	20,7
0,31	78,5	67,6	47,6	34,3	26,1	21,0
0,32	78,6	67,8	47,9	34,7	26,4	21,2
0,33	78,8	68,0	48,2	35,1	26,7	21,5
0,34	78,9	68,2	48,5	35,4	26,9	21,7
0,35	79,0	68,4	48,8	35,7	27,2	22,0
0,36	79,1	68,6	49,2	36,0	27,5	22,2
0,37	79,2	68,8	49,5	36,3	27,7	22,4
0,38	79,2	69,0	49,8	36,6	28,0	22,7
0,39	79,3	69,2	50,1	36,8	28,2	22,9
0,40	79,4	69,4	50,4	37,1	28,5	23,1
0,41	79,5	69,6	50,6	37,4	28,7	23,3
0,42	79,6	69,7	50,9	37,6	28,9	23,5
0,43	79,7	69,9	51,1	37,9	29,2	23,7
0,44	79,7	70,1	51,4	38,1	29,4	23,9

Tabelle 42. (Fortsetzung.)

P	$c = 0,06$	$c = 0,16$	$c = 0,46$	$c = 0,85$	$c = 1,30$	$c = 1,75$
0.45	79,8	70,2	51,6	38,4	29,6	24,1
0,46	79,9	70,4	51,8	38,6	29,8	24,3
0,47	80,0	70,5	52,0	38,8	30,0	24,5
0,48	80,0	70,6	52,3	39,1	30,2	24,7
0,49	80,1	70,8	52,5	39,3	30,4	24,8
0,50	80,2	70,9	52,7	39,5	30,6	25,0
0,55	80,4	71,5	53,7	40,5	31,6	25,9
0,60	80,7	72,1	54,6	41,4	32,5	26,7
0,65	80,9	72,6	55,4	42,3	33,3	27,4
0,70	81,1	73,0	56,1	43,1	34,1	28,1
0,75	81,3	73,4	56,8	43,9	34,8	28,8
0,80	81,5	73,8	57,4	44,6	35,5	29,4
0,85	81,7	74,1	58,0	45,2	36,1	30,0
0.90	81,8	74,4	58,6	45,9	36,7	30,6
0.95	81,9	74,7	59,1	46,5	37,3	31,1
1,00	82,0	75,0	59,6	47,0	37,8	31,6
1,10	82,2	75,4	60,5	48,0	38,8	32,6
1,20	82,4	75,9	61,3	48.9	39,7	33,5
1,30	82,6	76,3	62,0	49,8	40,6	34,3
1,40	82,8	76,6	62,6	50,6	41,4	35,1
1,50	82,9	76,9	63,2	51,3	42,2	35,8
1,60	83,0	77,2	63,8	52,0	42,9	36,5
1,70	83,1	77,5	64,3	52,6	43,6	37,1
1,80	83,2	77,7	64,8	53,2	44,2	37,7
1,90	83,3	77,9	65,2	53,8	44,8	38,3
2,00	83,4	78,2	65,6	54,2	45,3	38,9
2,20	83,6	78,5	66,4	55,3	46,4	39,9
2,40	83,7	78,8	67,1	56,2	47,3	40,8
2,60	83,8	79,1	67,7	57,0	48,1	41,7
2,80	83,9	79,4	68.2	57,7	48,9	42,5
3,00	84,0	79,6	68,7	58,3	49,7	43,3
3,20	84,1	79,8	69.2	58,9	50,4	44,0
3,40	84,2	80,0	69.6	59,5	51,0	44,6
3,60	84,3	80,2	70,0	60,1	51,6	45,2
3,80	84,4	80,4	70,4	60,6	52,2	45,8
4,00	84,4	80,5	70,7	61,0	52,7	46,4
4.50	84,6	80,9	71,5	62,1	53,9	47,6
5,00	84,7	81,2	72,1	63,0	55,0	48,8
5,50	84,8	81,4	72,7	63,8	56,0	49,8
6,00	84,9	81,6	73,2	64,6	56,8	50,7

2. Beim Ägeriseeprojekt sind Profile aus Mauerwerk und aus Beton mit $F \backsim 12$ ($h \backsim 2{,}3$; $b \backsim 3{,}1$ m); $U \backsim 12$; $P \backsim 1$; $J = 0{,}001$; $Q \backsim 15$ cbm mit $c = 0{,}22$ berechnet.

3. Der Wert $c = 1{,}30$ ergibt sich nach Lindboe in sehr vielen Fällen natürlicher Gewässer als zu klein.

4. An einem betonierten Stollen von in Fig. 46 dargestellter Form der New Yorker Wasserversorgung sind Ergiebigkeitsversuche angestellt worden. Er lieferte 5 % weniger, als vorausberechnet war. Das Spiegelgefälle betrug $J = 0{,}00013257$, die Wassertiefen schwankten zwischen 0,58 und 3,92 m. Man erhielt für die Formel $v = k\sqrt{PJ}$ nachstehende Werte von k, wobei, wie in der Quelle, die Vergleichswerte nach Bazin für Quadermauerwerk beigesetzt sind.

P	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10	1,20
k (Versuche):	56,7	63,1	65,5	68,8	70,5	72,5	73,5	74,0	74,1
k (Bazin):	62,4	64,1	65,3	66,9	67,9	69,2	69,9	70,3	70,5

Die nachstehende Formel

$$v = 68{,}4 \cdot P^{0{,}66} \cdot \sqrt{J}$$

wurde empirisch aufgestellt. Ihre Werte wichen um höchstens 0,6 % von den Messungen ab (Zeitschr. f. Gasbel. und Wasservers. 1896, S. 241).

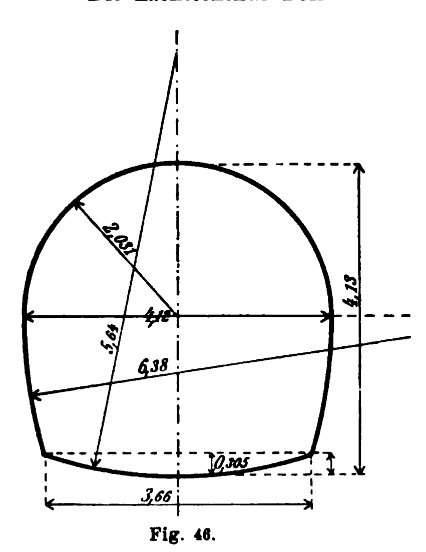


Fig. 46.

5. Nach Heyd fand man in Mainz mit Schwimmstäben (!) für die alte Bazinsche Formel an Kanälen:

$$a = 0{,}00017 \qquad b = 0{,}000084$$

6. An der Moldau unterhalb von Prag fand man sehr genau (Ö. W. B. 1905, S. 406):

$$a = 0{,}0004 \qquad b = 0{,}0007$$

Es war $Q \backsim 60\,\text{m}^3$, $F \backsim 60\,\text{m}^2$, $J = 0{,}0008$.

7. Beim Hauptkanal der apulischen Wasserleitung (Ga 1913, S. 1237) wurde $c = 0{,}11$ verwendet. Das mit Glattstrich versehene Profil hat rund $2^1/_2$ m Höhe und 1,5—2,2 m Breite.

8. Budau fand (Ö. Z. 1914, S. 141) für ein Eisenbetonrohr $D = 2200$ mm mit $l = 1270$ m, $Q = 4{,}722\,\text{m}^3/\text{s}$, $v = 1{,}24$ m, daß der Wert $c = 0{,}16$ zu große, der Wert $c = 0{,}06$ zu kleine Druckverluste ergeben hätte.

9. Fantoli hat für Rohre der apulischen Wasserleitung ($D = 100$ bis $D = 400$) $c = 0{,}23$ angewandt (Politecnico 1911).

Vergleich von m nach Kutter und c nach Bazin.

Durch Gleichsetzen erhält man:

$$\frac{87}{1 + \frac{c}{\sqrt{P}}} = \frac{100\sqrt{P}}{m + \sqrt{P}} \qquad 3$$

oder

$$87\,m + 87\sqrt{P} = 100\sqrt{P} + 100\,c$$

woraus

$$c = 0{,}87\,m - 0{,}13\sqrt{P} \qquad 4$$

Man kann also die B a z i n sche Formel nicht wohl als eine von der K u t t e r-schen unabhängige bezeichnen.

Die folgende Tabelle gibt bequeme Vergleiche beider Koeffizienten. Ihre Werte dürften viele überraschen.

Tabelle 43.

Vergleich der Werte m (Kutter) und c (Bazin) für verschiedene P.

m \ P	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,20	1,40	1,60
0,12	0,063	0,046	0,033	0,022	0,012	0,004	—	—	—	—	—	—	—
0,15	0,089	0,072	0,059	0,048	0,039	0,030	0,022	0,014	0,007	0,001	—	—	—
0,20	0,133	0,116	0,103	0,092	0,082	0,073	0,065	0,059	0,051	0,044	0,032	0,020	0,010
0,25	0,177	0,129	0,146	0,135	0,125	0,116	0,108	0,101	0,094	0,087	0,075	0,063	0,053
0,35	0,263	0,246	0,233	0,222	0,213	0,204	0,196	0,188	0,181	0,175	0,162	0,151	0,140
0,45	0,350	0,333	0,321	0,309	0,299	0,290	0,282	0,275	0,268	0,261	0,249	0,237	0,237
0,55	0,437	0,420	0,408	0,396	0,381	0,377	0,369	0,362	0,355	0,348	0,336	0,324	0,314
0,75	0,609	0,592	0,579	0,568	0,558	0,549	0,541	0,534	0,527	0,520	0,508	0,496	0,486
1,00	0,829	0,812	0,799	0,788	0,778	0,769	0,761	0,754	0,747	0,740	0,728	0,716	0,706
1,25	1,044	1,027	1,014	1,003	0,993	0,984	0,976	0,969	0,962	0,955	0,943	0,931	0,921
1,50	1,264	1,247	1,234	1,223	1,213	1,204	1,196	1,189	1,182	1,175	1,163	1,151	1,141
1,75	1,481	1,464	1,452	1,440	1,430	1,421	1,413	1,406	1,399	1,392	1,380	1,368	1,358
2,00	1,699	1,692	1,669	1,658	1,648	1,639	1,631	1,624	1,617	1,610	1,598	1,586	1,576
2,50	2,129	2,112	2,099	2,088	2,078	2,069	2,061	2,054	2,049	2,040	2,028	2,016	2,006

§ 14. Formeln der Bauart $J = \zeta \frac{1}{D} \frac{v^2}{2g}$

Eine große Anzahl von Formeln ist gebaut nach Gl. 23 von § 2.

$$J = \frac{h}{l} = \zeta \frac{1}{D} \frac{v^2}{2g} \qquad 1$$

Wir geben hierzu eine Anzahl von Werten.

1. In der bekannten Formel von W e i s b a c h ist

$$\zeta = 0{,}01439 + \frac{0{,}0094711}{\sqrt{v}} \qquad 2$$

2. W e s t o n setzt für ältere Gußröhren $\zeta = 0{,}0156 + \frac{0{,}035}{v}$ 3

3. Die Temperatur des fließenden Wassers sucht zu berücksichtigen die von H a g e n aufgestellte Formel:

$$J = \nu \frac{Q^2}{D^5} \quad \text{mit} \quad \nu = a + \frac{b\,D}{Q} \qquad 4$$

Hierin ist mit t gleich der Temperatur in Reaumurgraden:

$a = 0{,}0019481$

$b = 0{,}000007475 - 0{,}000000340\,t + 0{,}00000000936\,t^2$

Die Formel gilt streng genommen nur für Durchmesser bis zu 200 mm. Der Wert von ν wächst zwischen den Werten 9° und 50° (Maximaltemperatur): bei $D = 200$ um 3 %, bei $D = 20$ mm um 27 % seines Minimalwerts. Man wird also selten Gelegenheit haben die Formel zu verwenden.

4. Sonne gab (Z. 1907, S. 1615) auf Grund neuerer Untersuchungen den Reibungswiderstand h in m auf die Rohrlänge l

$$h = \frac{l}{100}\left[0{,}087 + \frac{0{,}012\sqrt{D} + 0{,}003}{D}\right]\frac{v^2}{D} \qquad 5$$

Die Werte der Formel entsprechen am meisten denjenigen der Kutterschen mit $m = 0{,}35$.

A. Vogt gab dieser Gleichung eine bequemere Form, und zwar

$$\left.\begin{array}{ll} \text{für neue Leitungen} & h_1 = x\,\frac{l}{100}\,Q^2 \\ \text{für gebrauchte Leitungen} & h_2 = \sigma\,h_1 = \sigma\,x\,\frac{l}{100}\,Q^2 \end{array}\right\} \qquad 6$$

Die Werte von σ und x sind in der folgenden Tabelle enthalten.

Eine graphische Tafel von Vogt (60 : 80 cm) kann von der Druckerei Rich. Blankenstein in Waldenburg in Schlesien bezogen werden.

Tabelle 44. Tabelle zur Rohrberechnung nach Sonne-Vogt.

D	x	log x	σ	log σ	D	x	log x	σ	log σ
40	3953000	6,59693	2,21	0,34439	400	18,20	1,26007	1,54	0,18752
50	1069500	6,02918	2,17	0,33646	425	13,30	1,12385	1,51	0,17898
60	377800	5,57726	2,14	0,33041	450	9,93	0,99695	1,49	0,17319
70	167200	5,22324	2,10	0,32222	475	7,458	0,87262	1,47	0,16732
80	83260	4,92044	2,07	0,31597	500	5,720	0,75740	1,44	0,15836
90	44550	4,64885	2,03	0,30750	550	3,482	0,54183	1,39	0,14301
100	25450	4,40569	2,00	0,30103	600	2,236	0,34947	1,35	0,13033
125	7865	3,89570	1,95	0,29003	650	1,486	0,17202	1,31	0,11727
150	3014	3,47914	1,90	0,27875	700	1,017	0,00732	1,27	0,10380
175	1338	3,12646	1,86	0,26951	800	0,5152	0,71198—1	1,20	0,07918
200	668	2,82478	1,82	0,26007	900	0,2830	0,45179—1	1,14	0,05690
225	362,6	2,55943	1,78	0,25042	1000	0,1654	0,21854—1	1,10	0,04139
250	209,2	2,32056	1,74	0,24055	1100	0,1012	0,00518—1	1,08	0,03342
275	127,85	2,10669	1,70	0,23045	1200	0,06555	0,81657—2	1,06	0,02531
300	81,30	1,91009	1,67	0,22272	1300	0,04356	0,63909—2	1,04	0,01703
325	53,95	1,73199	1,63	0,21219	1400	0,02987	0,47524—2	1,03	0,01284
350	36,43	1,56146	1,60	0,20412	1500	0,02105	0,32325—2	1,02	0,00860
375	25,47	1,40603	1,57	0,19590	1600	0,01514	0,18013—2	1,02	0,00860

Beispiel. Wie groß ist der Druckverlust in einer Leitung von 1200 m Länge bei $D = 500$ mm, $Q = 120$ sl?

Für eine neue Leitung ist

$$h_1 = 12{,}0 \cdot 5{,}720 \cdot 0{,}12^2 = 0{,}990 \text{ m}$$

für eine gebrauchte Leitung dagegen:

$$h_2 = 12{,}0 \cdot 1{,}44 \cdot 5{,}72 \cdot 0{,}12^2 = 1{,}428 \text{ m}$$

5. Auf Grund möglichst aller früheren Versuche hat Biel Formeln aufgestellt*). Allgemein erhält er

$$h = \frac{L \cdot v^2}{P}\left[a + \frac{f}{\sqrt{P}} + \frac{b}{v\sqrt{P}}\frac{[\eta]}{\gamma}\right] = \frac{K L v^2}{P} \qquad 7$$

welche Gleichung oberhalb eines bestimmten Grenzwerts von v gilt, wo

L die Leitungslänge in Kilometer,

a eine Konstante, für Wasser $= 0{,}12$,

b und f vom Rauhigkeitsgrad abhängige Koeffizienten,

$\frac{[\eta]}{\gamma}$ den sogenannten Zähigkeitsmodul bedeuten.

Bei Anwendung der Schreibweise

$$h = \zeta \frac{l}{D}\frac{v^2}{2g}$$

wo l in m gegeben ist, erhält man für Rohrleitungen vom Durchmesser D:

$$h = 0{,}0785\left[a + \frac{2f}{\sqrt{D}} + \frac{2b}{v\sqrt{D}}\frac{[\eta]}{\gamma}\right]\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g} \qquad 8$$

Biel unterscheidet sechs Rauhigkeitsgrade, von welchen

III für neue Gußeisen- und Holzdaubenröhre, ebene Zementwände,

IV für rauhe Bretter, gewöhnlichen Beton,

V für behauene Quader und gefugte Backsteine

gelten. Dazu sind (bei 12° C)

für III:	$f = 0{,}036$	$b = 0{,}46$	$b\frac{[\eta]}{\gamma} = 0{,}0057$
IV:	0,054	0,27	0,0032
V:	0,072	0,27	0,0032

und man erhält folgende Spezialgleichungen für Rohre:

$$\left.\begin{aligned} \text{für III:}\quad h &= 0{,}0785\left[0{,}12 + \frac{0{,}072}{\sqrt{D}} + \frac{0{,}0052}{v\sqrt{D}}\right]\cdot\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g} \\ \text{für IV:}\quad h &= 0{,}0785\left[0{,}12 + \frac{0{,}108}{\sqrt{D}} + \frac{0{,}0064}{v\sqrt{D}}\right]\cdot\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g} \\ \text{für V:}\quad h &= 0{,}0785\left[0{,}12 + \frac{0{,}144}{\sqrt{D}} + \frac{0{,}0064}{v\sqrt{D}}\right]\cdot\frac{l}{D}\frac{g^2}{2g} \end{aligned}\right\} \qquad 9$$

*) Vgl. hierzu [66] S. 53.

Diese Gleichungen gelten für alle technisch in Betracht kommenden Geschwindigkeiten. Der Formelaufbau ist nahe verwandt demjenigen der neuesten Bazinschen Formel.

Die folgenden Vergleichswerte sind der Arbeit von Biel entnommen.

Tabelle 45.

Bazin (alt)		Bazin (neu)	Kutter		Biel
a	b	c	n	J	f
0,00015	0,0000045	0,06	0,01	1	0,018
0,00019	0,0000133	0,16	0,012	1	0,054
—	—	—	0,013	1	0,072
0,00024	0,00006	0,46	—	—	0,18
—	—	0,85	0,02	0,5	0,29
0,00028	0,00035	1,30	0,025	0,2	0,50
—	—	1,75	0,03	0,2	0,75
0,0004	0,0007	—	—	—	0,9
—	—	—	0,035	0,2	1,06

Durch die Formel $c = 0{,}87\ m - 0{,}13\sqrt{P}$ ließe sich f indirekt auch mit m (Kutter) vergleichen.

Budau fand für ein Eisenbetonrohr von $D = 2200$ mm $l = 1270$ m bei $Q = 4{,}722$ m³/s $v = 1{,}24$ m (Ö. Z. 1914, S. 141), daß die Kategorie III: $f = 0{,}036$ $b\,\frac{[\eta]}{\gamma} = 0{,}0057$ „gute Übereinstimmung" mit den Messingen gab, während die sonst übliche Kategorie IV um 21 % zu reichliche Druckverluste lieferte.

Camerer hat (Z. 1909, S. 1541) die Bielsche Formel verwendet zur Bestimmung der „Abhängigkeit des Wirkungsgrades der Wasserturbinen von Gefälle, Wasserwärme, Turbinengefälle und Rauheit der Kanäle".

6. Die Formel von Lang [1907] lautet für

$$J = \zeta \frac{1}{D} \frac{v^2}{2g} \qquad \zeta = a + \frac{0{,}0018}{\sqrt{vD}} \qquad 10$$

Sie berücksichtigt alle bis 1907 angestellten und 300 eigene Versuche des Verfassers und gilt für $D > 0{,}05$ m bei $v > 0{,}7$ m.

Werte für a.

1. Für neue Rohre mit ganz glatter Innenfläche ist $a = 0{,}012$.

2. Für sehr gut gereinigte Rohre mit sehr geringen Unebenheiten und reines Wasser ist $a = 0{,}020$. Diese beiden Fälle kommen praktisch selten vor.

Für inkrustierte Rohre, deren ursprünglicher Durchmesser D auf D_v vermindert ist, setzt L a n g:

$$\zeta = \left(\frac{D}{D_v}\right)^5 \cdot \left(0{,}02 + \frac{0{,}0018}{\sqrt{v\,D}}\right) \qquad 11$$

Die nächste Tabelle gibt eine Anzahl von Werten $(D : D_v)^5$. Man vergleiche hierzu auch § 10 f., S. 64.

Tabelle 46.

$\frac{D_v}{D}$	$\left(\frac{D}{D_v}\right)^5$	$\frac{D_v}{D}$	$\left(\frac{D}{D_v}\right)^5$	$\frac{D_v}{D}$	$\left(\frac{D}{D_v}\right)^5$	$\frac{D_v}{D}$	$\left(\frac{D}{D_v}\right)^5$
0,10	100 000	0,35	226	0,60	12,85	0,85	2,27
0,15	13 150	0,40	97,6	0,65	8,62	0,90	1,69
0,20	3 125	0,45	54,2	0,70	5,95	0,93	1,78
0,25	1 024	0,50	32,0	0,75	4,21	0,95	1,29
0,30	411	0,55	19,9	0,80	3,06	0,98	1,18

Einige Werte der zweiten Klammer sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Tabelle 47.

D Meter	$v =$ 0,10	0,25	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,20	4,00
0,05	0,046	0,036	0,031	0,0304	0,0296	0,0290	0,0285	0,0281	0,0273	0,024
0,10	0,038	0,031	0,028	0,0274	0,0268	0,0264	0,0260	0,0256	0,0252	0,023
0,20	0,033	0,028	0,026	0,0252	0,0248	0,0245	0,0243	0,0240	0,0237	0,022
0,30	0,030	0,027	0,025	0,0242	0,0239	0,0237	0,0235	0,0232	0,0230	0,022
0,40	0,029	0,026	0,024	0,0237	0,0234	0,0232	0,0230	0,0228	0,0226	0,021
0,50	0,028	0,025	0,024	0,0233	0,0230	0,0229	0,0228	0,0225	0,0222	0,021
1,00	0,026	0,024	0,023	0,0223	0,0222	0,0220	0,0219	0,0218	0,0216	0,021
2,00	0,024	0,023	0,022	0,0217	0,0215	0,0214	0,0213	0,0213	0,0212	0,020

Nach F o r c h h e i m e r sind in der nächsten Auflage der „Hütte" weitere Mitteilungen über die Langsche Formel zu erwarten.

B u d a u fand für ein Eisenbetonrohr $D = 2200$ mm (Ö. Z. 1914, S. 141) den Koeffizienten $a = 0{,}014$ statt 0,02.

7. Die im Jahre 1908 fertiggestellte zweite Druckleitung vom Bodensee nach St. Gallen hat bei 9800 m Gesamtlänge vier verschiedene Durchmesser von 350—450 mm (S. B. 1910, Bd. 55, S. 7). Die Leitung fördert weiches, reines Bodenseewasser. Ein Jahr nach Fertigstellung wurde die Anlage geprüft. Man erhielt in den vier verschiedenen Durchmessern als mittlere Reibungskoeffizienten in der Gleichung

$$h = \zeta \frac{l}{D} \frac{v^2}{2g}$$

für $Q =$	67	84	100 sl
$\zeta =$	0,0261	0,0227	0,0197

Ein Vergleich mit dem Langschen Wert:

$$\zeta = 0{,}02 + 0{,}0018 \frac{1}{\sqrt{v D}}$$

ergibt folgende Zusammenstellung, wenn man auch mit der Langschen Formel Mittelwerte zwischen $D = 350$ und $D = 450$ bildet.

Tabelle 48.

Q l pro Minute	v		Mittelwert von ζ	
	$D = 350$	$D = 450$	nach Lang	nach Messung
6061	1,05	0,64	0,0232	0,0197
5106	0,89	0,54	0,0248	0,0227
4055	0,71	0,43	0,0257	0,0261

Danach weicht für größere Geschwindigkeiten der ζ-Wert nach Lang von dem gemessenen ab. Es ist aber zu bedenken, daß die Rohre wohl nur geringe innere Belegung hatten.

8. Bei einer Wasserleitung für Newark und New Jersey (N. Y.) wurde eine schmiedeiserne Rohrleitung verlegt. Die zylindrischen Rohrschüsse waren 2,14 m lang und griffen mit Überlappung teleskopartig ineinander ein, so daß jeder zweite Schuß den Durchmesser von 1,22 auf 1,20 m verengte. Die einreihigen Nieten waren nicht versenkt. Den rechnungsmäßigen Durchmesser nahm man unvorsichtigerweise zu 1,22 statt 1,20 m an und ferner in der Formel 1 viel zu klein $\zeta = 0{,}0125$. Die Leitung lieferte statt der berechneten 2190 sl nur 1533 sl, womit sich $\zeta = 0{,}026$ ergab (Ga 1896, S. 269).

Man hätte besser längere Rohrschüsse und versenkte Nietköpfe verwendet, auch den rechnungsmäßigen Rohrdurchmesser vorsichtiger annehmen sollen (vgl. Nr. 10).

Die genannte Quelle bringt einige weitere Messungsergebnisse.

a) Boston: Neue, 1,22 m weite gußeiserne, glatte, asphaltierte Leitung mit sehr schwachen Kurven . . . . $\zeta = 0{,}0130$

b) New Jersey: Neue, 0,58 m weite gußeiserne, asphaltierte Leitung mit vielen Winkeln und Krümmern . . . . $\zeta = 0{,}0184$

c) Holyoke: 2,62 m weites, schmiedeisernes, genietetes Rohr mit überlappten Verbindungen . . . . $\zeta = 0{,}0306$

d) Rochester: Neue teils gußeiserne, teils schmiedeiserne Leitung von 610 und 914 mm Weite . . . . $\zeta = 0{,}0152$

9. Eine große Anzahl von Ergebnissen gibt Fanning in [53], von welchen die folgenden angeführt seien für alte unter Druck befindliche Leitungen:

$D = 0{,}407$ m $\quad v = 4{,}42$ m $\quad \zeta = 0{,}01969$
$= 0{,}407 \quad = 1{,}60 \quad = 0{,}02222$
$= 0{,}763 \quad = 0{,}54 \quad = 0{,}02367$

10. Nach Rheinhards Kalender fand für schmiedeiserne, genietete Rohre H. Smith in N.-Bloomfield in der Gleichung 1 beim Fehlen von Inkrustationen und gezogenen Rohren für $D = 0{,}01—30{,}375$ m:

$$\zeta = 0{,}0132 + \left(0{,}009 + \frac{0{,}00014}{D}\right)\frac{1}{\sqrt{v}} \qquad 12$$

bei starker Inkrustation:

$$\zeta = 0{,}0258 + \left(0{,}009 + \frac{0{,}00014}{D}\right)\frac{1}{\sqrt{v}} \qquad 13$$

11. Nach Kuichling soll man genieteten Rohren wegen der Nietköpfe und Überlappungen bei gleicher Liefermenge einen um 8 % größeren Durchmesser geben als gußeisernen Rohren. Dagegen besitzen nach seiner Ansicht geschweißte Rohre gleiche Förderfähigkeit wie gußeiserne.

12. Amerikanische Versuche mit

einer genieteten Stahlblechrohrleitung von $D = 1800$ mm
und einer Holzrohrleitung von $D = 1840$ mm

sind in Le Genie civil T. 36 (1899/1900), S. 151 beschrieben. Es wurden 29 bzw. 22 Beobachtungen durchgeführt und die Gleichungen

$$v = k\sqrt{PJ} \quad \text{und} \quad h = \zeta\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g}$$

zugrunde gelegt. Man erhielt die in der folgenden Tabelle niedergelegten Werte, wobei zu beachten ist, daß alle Längenmaße (auch in den Formeln) in englischem Fuß (= 0,305 m) ausgedrückt sind.

Tabelle 49.

v in engl. Fuß	Stahlleitung		Holzleitung	
	k	ζ	k	ζ
0,5	110	0,0205	—	—
1,0	110	0,022	97	—
1,5	111	0,021	108	0,022
2,0	110	0,0215	115	0,0185
2,5	108	0,023	119	0,018
3,0	108	0,022	122	0,017
3,5	110	0,021	124	0,0165
4,0	111	0,021	126	0,016

Bei der Holzleitung zeigen die Werte von k und von ζ einen gesetzmäßigen Verlauf, der bei der Eisenleitung nicht zu bemerken ist.

Als besonderer Vorteil der Holzleitungen wird angegeben, daß sie der Inkrustation weit weniger ausgesetzt seien als eiserne Leitungen.

Einem Prospekt der Excelsior Wooden Pipe Co. in New York sind die folgenden angeblich bewährten Angaben über Druckverluste in Holzrohrleitungen entnommen (1 Zoll = 2,540 cm, 1 Kubikfuß = 0,028 cbm). Dabei soll am besten sein die Formel: $J = m v^n$, wo sich n in der Regel zu 1,73 ergab und m ein vom Durchmesser abhängiger Koeffizient ist. Die folgende Zusammenstellung gilt für $J = 0{,}01$ (vgl. hierzu § 6, C, b, S. 39).

Dm in Zoll	10	20	30	40	48	60	72	79	108	120
v in Fuß . .	6,3	9,28	11,6	13,5	15,0	17,0	18,5	21,0	23,2	25,0
Q in Kubikfuß	3,4	20,2	56,9	118	188	333	523	927	1475	1963

Über Wassergeschwindigkeiten in Röhren aus hölzernen Dauben wurden 1909 bis 1910 in den Vereinigten Staaten Versuche angestellt (Eng. Mag., New York 1912, S. 623). Die Wassergeschwindigkeit schwankte von 0,4—6 Fuß pro Sekunde und der Rohrdurchmesser von 4—55³/₄″. Bedeuten: H den Gefällsverlust in Fuß pro 1000 Fuß Rohrlänge, D den Durchmesser der Rohrleitung in Zoll, v die mittlere Wassergeschwindigkeit in Fuß pro Sekunde, so ergab sich als Gefällsverlust die Formel

$$H = 8{,}6\, D^{-1{,}263}\, v^{1{,}8}$$

Über weitere Erfahrungen mit Holzrohren s. Folwell, Water supply engineering New York 1901, S. 221; über ihre Haltbarkeit vgl. Ga 1907, S. 817. Sie wurden mit 250 mm Durchmesser schon für 6 Atm. Betriebsdruck ausgeführt. Zur Dichtung werden sie gekalfatert (Eng. Record 1907, Bd. 56, S. 37).

13. In Eng. News 1910, Bd. 63, S. 172 gab Wright eine Tabelle für die Druckverluste in rauhen genieteten Stahldruckrohren für Wasserkraftanlagen. Alle Maße sind englische Fuß und Zoll (1 engl. Fuß = 0,305 m; 1 engl. Zoll = 0,025 m).

Die Formel lautet für je $L = 100$ Fuß:

$$h = 1{,}55\, \zeta\, \frac{v^2}{D} \qquad 14$$

Die Werte h sind in der folgenden Tabelle enthalten. Dabei hat Wright die Überlappungen der Stöße und vorstehende Nietköpfe berücksichtigt.

14. Bei Petroleumdruckleitungen in Amerika ließ sich nach S. B. Bd. 51, 1908, S. 222 der Reibungswiderstand durch Mischung von Petroleum mit Wasser und schraubenförmige Kannelierung der Rohrinnenwand wesentlich ermäßigen.

15. Durch Anstriche kann man den Rauhigkeitskoeffizienten etwas herabsetzen. Im Ingenieurlaboratorium der Stuttgarter Hochschule wurden verglichen a) eine 20 m lange Zementrohrleitung von 148 mm lichter Weite bestehend aus 20 je 1 m langen mit Zement gedichteten Stücken, b) die-

selbe Leitung innen mit Inertol gestrichen. Der Anstrich verringerte die ζ-Werte und zwar

bei $v = 0{,}66$ um 2,5 %, bei $v = 1{,}68$ um 7,1 %.

Zwischen beiden Werten kann genügend genau linear interpoliert werden.

Tabelle 50.

D in Zoll	Werte *h* für *v* in Fußen pro Sekunde							
	5	6	7	8	9	10	11	12
24	0,348	0,488	0,645	0,820	1,005	1,200	1,405	1,620
30	0,264	0,369	0,485	0,615	0,755	0,900	1,050	1,210
36	0,207	0,288	0,380	0,480	0,585	0,700	0,812	0,930
42	0,166	0,231	0,304	0,383	0,466	0,575	0,670	0,765
48	0,136	0,189	0,256	0,322	0,392	0,485	0,562	0,640
54	0,121	0,167	0,228	0,286	0,348	0,430	0,500	0,570
60	0,104	0,151	0,198	0,258	0,314	0,388	0,450	0,515
66	0,095	0,132	0,180	0,225	0,274	0,339	0,392	0,467
72	0,084	0,121	0,164	0,207	0,251	0,297	0,360	0,410
84	0,069	0,100	0,130	0,170	0,206	0,255	0,295	—
96	0,058	0,084	0,109	0,142	0,181	0,213	—	—
108	0,050	0,071	0,093	0,121	0,153	—	—	—
120	0,043	0,061	0,084	0,109	—	—	—	—

Anm. 1. Viel benutzt wurde in Amerika früher die Darcysche Formel, in welcher für glatte Leitungen:

$$\zeta = 0{,}01989 + \frac{0{,}0005078}{D} \qquad (\text{für } d < 0{,}5 \text{ m}) \qquad 15$$

Für rauhe Leitungen empfiehlt Darcy etwas willkürlich, den doppelten Wert von ζ zu verwenden.

Anm. 2. Der Vollständigkeit halber seien noch drei besonders für die logarithmische Berechnung sehr bequeme Formeln erwähnt:

I. von St. Venaut: $$v = 114{,}494 \left[\frac{DJ}{4}\right]^{\frac{7}{12}} \qquad 16$$

II. von Dr. Lampe: $$J = a \cdot \frac{v^{1{,}802}}{D^{1{,}25}} \text{ mit } a = 0{,}000755 \text{ i. M.} \qquad 17$$

III. von Flamant: $$J = a \cdot \frac{v^{1{,}75}}{D^{1{,}25}} \text{ mit } a = 0{,}00092 \qquad 18$$

oder

$$J = 0{,}00176 \frac{Q^{1{,}75}}{D^{4{,}75}}$$

für leicht inkrustierte Rohre. Die beiden letzten Formeln sind sich sehr ähnlich*). Masoni hat in der Formel III für große Durchmesser den Koeffizientenwert $a = 0{,}00138$ vorgeschlagen. — Eine große Zusammenstellung der zahlreichen Formeln findet sich in Ge 1914, S. 477 ff.

*) Vgl. hierzu auch die Formel von Blasius, Z. 1912, S. 639.

§ 15. Kritik der Formeln mit Rauhigkeitskoeffizienten bei Berechnung offener Wasserläufe.

Gegen die Verwendung der Formeln mit Rauhigkeitskoeffizienten bei den Berechnungen an offenen Wasserläufen, namentlich solchen mit starken Schwankungen im Wasserstand, ist eine Reihe von Einwendungen zu erheben*).

1. Alle Unregelmäßigkeiten im Wasserabfluß beeinflussen die Größe *n* in nicht im einzelnen genau feststellbarer Weise. Man sollte also von der Einführung von Rauhigkeitskoeffizienten absehen, zumal der Gesamteinfluß aller Störungen bei empirisch gewonnenen Formeln in dem gemessenen Wasserspiegelgefälle in die Erscheinung tritt.

2. Die Größe *n* ändert sich in unregelmäßiger, nicht genau bestimmbarer Weise mit der Wassermenge bzw. der Wassertiefe. Versuche zeigen, daß *n* mit wachsender Tiefe meist zunimmt, doch sind auch schon Abnahmen beobachtet worden (vgl. Tabelle 22, S. 72). Außerdem schwankt *n* schon in ganz nahe beieinander liegenden Profilen. — Unter sonst gleichen Umständen ist bei breiten Betten der Rauhigkeitseinfluß der Wände klein, der Sohle groß, bei schmalen, tiefen Betten liegen die Verhältnisse umgekehrt.

3. Geringe Versehen in der Annahme von *n* haben große Änderungen für den Koeffizienten *k* und damit die Größe *v* im Gefolge (vgl. die Tabellen).

4. Es fehlt genügender Anhalt zur Berechnung des Koeffizienten *n*, seine Ermittlung durch Schätzung ist besonders bei nicht ganz landläufigen Profilen Zufallssache.

Es ist sehr selten möglich, von einem Gewässer bezüglich der Wahl von *n* auf ein anderes zu schließen, da man die Konstituenten von *n* nicht genau kennt.

5. Die Form der Formeln für *k* ist für die Praxis, insbesondere die logarithmische Berechnung unbequem.

6. Auch vom physikalisch-mechanischen Standpunkt lassen sich die Kutterschen usw. Formeln beanstanden (vgl. Möller, Grundriß des Wasserbaus II, S. 55).

7. Gegen die Verwendung des Profilradius speziell ist anzuführen, daß zwei Profile von ungleichen Maßverhältnissen trotzdem sehr wohl gleichen

*) Auf anderem Weg als Kutter und Andere ist Grävell vorgegangen. Er geht aus vom Widerstand bewegter Körper in ruhendem Wasser (vgl. Das Wasser 1913, S. 782 und H. 1913).

Profilradius haben können, daß dieser also ein Gerinne nur ungenügend charakterisiert. Dies zeigt sich am deutlichsten bei der Berechnung zusammengesetzter Profile (S. 34), wobei man je nach der Anordnung der Rechnung verschiedene Durchflußmengen erhalten kann.

8. Die Berechnung des Rauhigkeitskoeffizienten wird stark beeinflußt durch etwaige Fehler in der Bestimmung des Spiegelgefälls. Beträgt dieser Fehler auf 100 m Flußlänge a m, so erhält man statt des wahren Werts $k = v : \sqrt{PJ}$ den fehlerhaften Wert $k = v : \sqrt{P\left(J \pm \frac{a}{100}\right)}$ d. h. wenn die Gefällsmessung einen zu großen Wert ergab, so wird der Wert von k zu klein und umgekehrt. Der Fehler ist nicht unbeträchtlich.

Diese Erwägungen werden mehr und mehr dazu führen, die Gleichungen mit Rauhigkeitskoeffizienten nicht mehr zur Berechnung natürlicher, namentlich größerer Wasserläufe zu benutzen. So hat das K. K. Hydrographische Zentralbureau in Wien die Verwendung der Kutterschen Formel bei hydrometrischen Arbeiten untersagt, mit Ausnahme derjenigen Fälle, wo es sich um die Berechnung von Zwischenpunkten der Abflußkurven von Wasserläufen handelt, oder wo die Werte n durch Messung von vornherein bekannt sind.

Zum Schluß sei angeführt, daß Rümelin [170] bezüglich der Kutterschen Formel eine wesentlich günstigere Auffassung vertritt.

§ 16. Formeln ohne Rauhigkeitskoeffizienten.

Es ist eine Reihe von Formeln aufgestellt worden, welche der an den Formeln mit Rauhigkeitskoeffizienten geübten Kritik (vgl. § 15) zu entsprechen suchen.

Man darf nun aber nicht glauben, daß diese neuen Formeln in allen Fällen zutreffende oder miteinander übereinstimmende Ergebnisse liefern müßten. Beweis ist schon das Auftauchen immer neuer Formeln, welches daher rührt, daß alle Formeln sich auf der Auswertung einer immerhin beschränkten Zahl von — stets mit kleinen Fehlern behafteten — Messungsresultaten aufbauen. Man wird daher zur Vorsicht bisweilen gut tun, eine und dieselbe Berechnung nach verschiedenen Formeln durchzuführen und die zuverlässigsten — nicht die bequemsten (!) — Ergebnisse weiter zu verwenden (vgl. hierzu auch die Vorbemerkungen S. 1).

I. Formeln von Siedek.

Wichtig, wenn auch nicht sehr bequem, sind die (empirischen) Formeln von Siedek [181] und [182].

In diesen Formeln kommt der Profilradius nicht vor. Sind die Profile, namentlich in bezug auf Gleichartigkeit der Wasserbewegung und Geschwindigkeit einigermaßen einheitlich, so ist eine Teilung auch bei komplizierten Profilen nicht notwendig.

Ein Rauhigkeitskoeffizient wird nur für die Berechnung künstlicher Gerinne eingeführt, dabei ist die Annahme gemacht, daß er nur auf einem Teil des Wasserquerschnitts, einem sogenannten „Influenzstreifen F_i" von 50 cm Breite, wirksam sei; der innerhalb dieses Wasserstreifens verbleibende Kern bleibe von der Reibung unberührt (vgl. S. 72, Anm.).

Wichtig für die Benutzung der Siedekschen Formeln ist die Bestimmung des Spiegelgefälles. Siedek mißt es wenn möglich im Stromstrich, mindestens aber auf beiden Flußseiten. Dabei soll bei einer Flußbreite von über [unter] 10 m der obere Messungspunkt 2 Flußbreiten [20 m] oberhalb, der untere Messungspunkt 1 Flußbreite [10 m] unterhalb des zur Berechnung in Betracht kommenden Flußprofils liegen. Bei Flußkrümmungen müssen obige Entfernungen unter Umständen verkürzt werden.

An Formeln kommen in Betracht:

$$v_1 = \frac{T\sqrt{J}}{\sqrt[20]{B}\cdot\sqrt{0{,}001}} \qquad 1$$

$$v_2 = v_1 + \frac{T - T_n}{a} + \frac{J - \alpha_n}{b\,(J + \alpha_n)} + v_1\,\frac{T_n - T}{c} \qquad 2$$

$$v_3 = v_2 + \frac{T_n - T}{\sqrt{B}} \qquad 3$$

Dabei bedeuten T die mittlere Wassertiefe, B die Spiegelbreite.

Die Werte von a, b und c finden sich in Tabelle 52.

Es ist: F_i die Fläche des von den Gerinnewandungen aus 0,5 m breiten Influenzstreifens.

F_k die Fläche des verbleibenden Kerns.

Ferner $T_n = \sqrt{0{,}0175\cdot B - 0{,}0125}$ 4

und für

$$\left.\begin{array}{ll} B < 10\ \text{m} & \alpha_n = 0{,}01165 - \sqrt{0{,}0000582 + 0{,}00000552\,B} \\ 10 < B < 415\ \text{m} & \alpha_n = 0{,}0010222 - 0{,}00000222\,B \\ B > 415\ \text{m} & \alpha_n = 0{,}0001 \end{array}\right\} \qquad 5$$

Für den Nenner des Bruchs in 1, ferner für die Größen T_n und α_n enthalten die beiden Siedekschen Schriften besondere Tabellen.

Die weiteren Formeln 6—11 stehen in Tabelle 52.

Bei künstlichen Gerinnen kam Siedek nicht ohne die Einführung eines Widerstandskoeffizienten aus. Seine Werte finden sich in Tabelle 53.

Tabelle 51. **Siedeksche Koeffizienten a, b, c.**

Bei einer Tiefe T, wenn $T > T_n$, oder T_n, wenn $T_n > T$	a	Bei einem Gefälle J	b wenn		Bei einem Wert $T_n - T$	c wenn	
			$J < a_n$	$J > a_n$		$J > a_n$ oder: $J \{ < a_n, > 0.001$	$J \{ < a_n, < 0,001$
s. Gleichung 4		s. Gleichung 5	s. Gleichung 5		s. Gleichung 4		
von 0,0 bis 0,3 m	1	0,006 bis 0,005	6—5	—	—	—	—
„ 0,3 „ 0,5 „	1,5	0,005 „ 0,004	5—4	—	—	—	—
„ 0,5 „ 1,0 „	2	0,004 „ 0,003	4 - 3	5,0	—	—	—
„ 1,0 „ 1,5 „	3	0,003 „ 0,002	3—2	5,0	+ 1,0 bis + 5,7 m	2	1
„ 1,5 „ 2,0 „	4	0,002 „ 0,001	2 - 1	5,0	+ 0,7 bis + 0,5 „	2	0,75
„ 2,0 „ 2,5 „	6	0,001 „ 0,0009	1	5,0	+ 0,5 bis + 0,0 „	1	0,50
„ 2,5 „ 3,0 „	10	0,0009 „ 0,0008	1,5	5,0	0,0 bis — 1,0 „	10	10
„ 3,0 „ 3,5 „	15	0,0008 „ 0,0007	2,0	5,0	— 1,0 bis — 2,0 „	15	15
„ 3,5 „ 4,0 „	20	0,0007 „ 0,0006	2,5	5,0	unter — 2.0 „	20	20
„ 4,0 „ 4,5 „	30	0,0006 „ 0,0005	3,5	10,0	—	—	—
„ 4,5 „ 5,0 „	40	0,0005 „ 0,0004	4,5	∞	—	—	—
„ 5,0 „ 5,5 „	60	0,0004 „ 0,0003	6	∞	—	—	—
„ 5,5 „ 6,0 „	80	0,0003 „ 0,0002	8	∞	—	—	—
„ 6,0 „ 6,5 „	100	0,0002 „ 0,0001	10	∞	—	—	—
über 6,5 m	∞	unter 0,0001	∞	∞	—	—	—

Siedeksche Formeln zur Berechnung der mittleren Geschwindigkeit.

Tabelle 52.

Art des Gerinnes	Wasserspiegel	Mittlere Tiefe	Ist die Wasserspiegelbreite kleiner oder größer als die 15 fache mittl. Tiefe?	Formeln	
Künstlich	Breite von 1—3 m	unter 1 m	—	$v = \left[\frac{F_i \cdot w}{\sqrt{T}} + F_k\right] \cdot \frac{v_1}{F}$	6
		über 1 m	—	$v = \left[F_i \cdot w + F_k\right] \cdot \frac{v_1}{F}$	7
	Breite über 3 m	unter 1 m	kleiner	$v = \left[\frac{F_i \cdot w}{\sqrt{T}} + F_k\right] \cdot \frac{v_3}{F}$	8
			größer	$v = \left[\frac{F_i \cdot w}{\sqrt{T}} + F_k\right] \cdot \frac{v_2}{F}$	9
		über 1 m	kleiner	$v = \left[F_i \cdot w + F_k\right] \cdot \frac{v_3}{F}$	10
			größer	$v = \left[F_i \cdot w + F_k\right] \cdot \frac{v_2}{F}$	11
Natürlich	Breite von 1÷3 m	—	—	$v = v_1$	
	Breite über 3 m	—	größer	$v = v_2$	
			kleiner	$v = v_3$	

Siedekscher Widerstandskoeffizient *w* für künstliche Gerinne.

Tabelle 53.

No.	Art des benetzten Umfangs	*w*: bei rechteckigem Querschnitt unter 1,6 m Breite	*w*: in allen übrigen Fällen
1.	Quadern, sehr glatt	2,05	2,25
2.	Zement, sehr glatt	2,05	2,25
3.	Backstein, Sohle Zement, glatt	2,00	2,20
4.	Zement, gewöhnlich verputzt	1,80	2,00
5.	Backstein	1,45	1,65
6.	Holz, glatt gehobelt . .	1,70	1,90
7.	— ungehobelt	1,40	1,60
8.	Bruchstein, gut behauen . .	1,20	1,40
9.	— einfach „ . . .	1,15	1,25
10.	— rauh „ . . .	1,00	1,10
11.	— Sohle mit Kies . .	1,00	1,10

Siedek hat bei der Prüfung seiner Formeln gefunden, daß bei 266 [175] Flüssen von 10—100 m [100—1000 m] Breite seine berechneten Werte in 38 [59,4] % der Fälle bis auf 10 cm, in 67 [88,5] % bis auf 20 cm mit dem Resultat der (naturgemäß nie ganz genauen) Messung der mittleren Geschwindigkeit übereinstimmten.

Zur Kritik der Siedekschen Formeln vgl. Möller, Grundriß des Wasserbaus II, S. 56; Gravelius, Z. G. K. IV, 1902, S. 165; Ö. W. B. 1906, S. 317 ff. Gravelius hat den Fehler der Formeln bei zahlreichen Prüfungen nur innerhalb der Grenzen ± 3 % gefunden.

II. Formel von Christen.

Ist h die mittlere Wassertiefe, B die Profilbreite, J das spezifische Gefälle, so erhielt Christen die Gleichung:

$$Q = m\,B\sqrt{h^3 J}\cdot\sqrt[8]{\frac{B}{2}} \qquad 12$$

Die Werte von m gibt die folgende Tabelle.

Tabelle 54.

Material	m
Bretter	57—48
Quader	56
Backsteine	52
Bruchsteine	39—34
Kies D = 1—2 cm	42
3—6 cm (Germersheim)	30
Erde, fest, ohne Kräuter	28
„ mit vielen Kräutern	20
„ steinig, wenig Kräuter	24
Geschiebe, Faustgröße (Basel)	18*)
„ Faust- bis Kopfgröße (Kander)	16*)
Grobe Steine	11*)

Ist die Rauhigkeit der Wände (m_w) eine andere als diejenige der Sohle (m_s), so bestimmt Christen den mittleren Koeffizienten m nach Fig. 47, indem er setzt

$$m = \frac{F_s m_s + F_w m_w}{F_s + F_w} = \frac{b\,m_s + b\,m_w}{b + B}$$

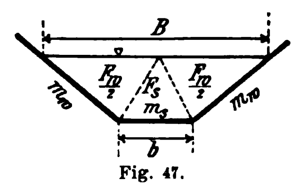


Fig. 47.

*) Zur Beurteilung des Koeffizienten m kommt die kleinste Dimension der Geschiebe in Betracht.

Hieraus ergibt sich für Rechtecksprofile:

$$m = \frac{m_s + m_w}{2}$$

Für geschiebeführende Gewässer empfiehlt Christen (Zeitschr. f. prakt. Geolcgie 1906, XIV, S. 47) zu setzen:

$$m = \frac{7,0}{\sqrt[6]{hJ}}$$

womit sich

$$v = 7\sqrt[3]{hJ}\sqrt[8]{\frac{B}{2}} \qquad 13$$

ergibt. In seiner ursprünglichen Veröffentlichung hatte Christen statt 7 6,03, also um 16 % weniger gesetzt.

Für Gewässer ohne oder mit ganz geringem Geschiebe gibt Christen die Gleichung

$$v = 32\sqrt{hJ}\sqrt[8]{\frac{B}{2}} \qquad 14$$

welche sich nach seinen Angaben sehr gut bewähren soll. Vgl. hierzu die Bedenken von Gravelius gegen die Konstanz des Koeffizienten (Z. G. K. 1904, VI, S. 60).

Anm. Über den Einfluß von Unebenheiten in offenen Gerinnen finden sich Formeln in Eng. News vom 30. Dezember 1909.

Das schweizerische hydrometrische Bureau hat für drei Wasserläufe,

I. den Rhein bei Rheinfelden,
II. die Rhone bei Turtmann,
III. einen Kanal bei Hochfelden,

die verschiedenen Formeln miteinander und mit den Messungen verglichen. Es wurden folgende Maße erhoben:

	I	II	III
B	159,90	39,50	6,48
h mittlere Tiefe	2,645	0,483	0,656
J	0,000180	0,001701	0,000950
P	2,631	0,472	0,597
F	422,909	19,093	4,252
U	160,75	40,43	7,12

Verwendet wurden folgende Koeffizienten:

1. für die älteren Darcy-Bazinschen Formeln

$b = 0,00050$	0,00070	0,00020
$a = 0,00034$	0,00040	0,00026

2. für Kutter-Ganguillet

$n = 0,025$	0,030	0,022

3. für Bazin (neue Formel) $\gamma = 1{,}40$ 1,75 0,85

4. für Siedek: $w = -$ 1,50 1,40

Diese Schätzungen waren vielleicht durch die vorherige Kenntnis der Messungsresultate günstig beeinflußt. Es ergaben sich folgende Resultate:

Tabelle 55.

Methode	v, Q	I	II	III
I. Darcy-Bazin . . .	v	0,946	**0,654**	0,972
	Q	400,072	**12,487**	4,133
II. Gang.-Kutter . . .	v	1,059	0,789	0,987
	Q	447,861	15,064	4,197
III. Bazin (neu) . . .	v	**1,018**	0,694	0,986
	Q	**430,521**	13,251	4,192
IV. Siedek	v	0,917	0,691	0,631
	Q	387,808	13,193	2,683
V. Christen	v	0,852	0,859	**0,925**
	Q	360,318	16,401	**3,933**
Direkte Messung .	v	1,021	0,647	0,819
	Q	431,369	12,358	3,482

III. Formeln von Hermanek*).

Er geht aus von der Grundform $v = k\sqrt{hJ}$ und erhält

für $h < 1{,}5$ m $\quad v = 30{,}7\, h\sqrt{J}$ 15

für $1{,}5 < h < 6{,}0$ m $\quad v = 34\sqrt[4]{h}\,\sqrt{hJ}$ 16

für $h > 6{,}0$ m $\quad v = \left(50{,}2 + \frac{h}{2}\right)\sqrt{hJ}$ 17

Nach Hermanek besteht also keine Abhängigkeit zwischen der Größe v und der Spiegelbreite des Gerinnes. Engels empfahl sie (Z. B. 1912, S. 31) nächst den Lindboeschen zur Anwendung. Einwände dagegen finden sich in Z. G. K. Bd. 7, S. 87.

IV. Formel von Heßle.

C. Heßle veröffentlichte in Z. G. K. 1899, Bd. 2, S. 20 ff. für „natürliche Gewässer“ die Formel:

$$v = 25\left(1 + 0{,}5\sqrt{P}\right)\sqrt{PJ} \qquad 18$$

dabei ist 25 der Wert eines Koeffizienten, der „nach der Beschaffenheit des Betts wechselt“, aber für „natürliche Gewässer“ konstant sein soll.

Anm. Eine Formel von Lavale findet sich in Z. G. K., Bd. 8, S. 10.

*) Ö. Z. 1905. Ö. W. B. 1906, S. 445.

Tabelle 56. **Mittlere Profilgeschwindigkeiten *v* in Metern nach Matakiewicz.**

Mittlere Tiefe in Metern	Gefälle pro mille																									
	0,025	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,25	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	9	10
0,1	0,028	0,040	0,056	0,080	0,095	0,108	0,120	0,129	0,139	0,148	0,155	0,163	0,179	0,194	0,217	0,236	0,252	0,266	0,278	0,288	0,297	0,311	0,323	0,331	0,338	0,343
0,2	0,056	0,079	0,111	0,159	0,189	0,215	0,239	0,258	0,278	0,295	0,309	0,323	0,356	0,386	0,433	0,471	0,503	0,530	0,554	0,573	0,591	0,620	0,643	0,661	0,674	0,684
0,3	0,082	0,115	0,161	0,230	0,275	0,312	0,346	0,374	0,403	0,428	0,449	0,472	0,517	0,560	0,628	0,682	0,730	0,769	0,803	0,831	0,857	0,900	0,932	0,958	0,978	0,992
0,4	0,101	0,141	0,198	0,283	0,338	0,385	0,426	0,461	0,497	0,527	0,554	0,581	0,836	0,690	0,774	0,841	0,899	0,947	0,989	1,024	1,057	1,108	1,149	1,180	1,204	1,223
0,5	0,119	0,167	0,234	0,334	0,399	0,454	0,503	0,544	0,586	0,622	0,653	0,685	0,751	0,814	0,913	0,991	1,060	1,117	1,167	1,208	1,246	1,307	1,355	1,392	1,420	1,442
0,6	0,136	0,190	0,266	0,381	0,455	0,517	0,573	0,620	0,668	0,709	0,744	0,781	0,856	0,927	1,040	1,130	1,209	1,273	1,330	1,376	1,420	1,490	1,544	1,586	1,619	1,644
0,7	0,151	0,211	0,295	0,422	0,504	0,574	0,635	0,687	0,741	0,786	0,825	0,867	0,949	1,029	1,154	1,258	1,341	1,412	1,475	1,527	1,575	1,653	1,713	1,760	1,796	1,823
0,8	0,166	0,232	0,325	0,465	0,555	0,631	0,699	0,756	0,815	0,865	0,909	0,954	1,045	1,132	1,270	1,380	1,476	1,555	1,624	1,681	1,734	1,819	1,885	1,937	1,977	2,007
0,9	0,180	0,252	0,353	0,505	0,603	0,686	0,760	0,822	0,866	0,940	0,987	1,036	1,135	1,230	1,380	1,499	1,603	1,689	1,763	1,825	1,883	1,976	2,048	2,104	2,147	2,180
1,0	0,195	0,273	0,383	0,547	0,653	0,743	0,823	0,890	0,959	1,018	1,069	1,122	1,229	1,332	1,495	1,623	1,737	1,829	1,910	1,977	2,040	2,141	2,218	2,279	2,326	2,361
1,25	0,231	0,324	0,454	0,649	0,775	0,882	0,977	1,056	1,138	1,208	1,269	1,332	1,450	1,581	1,773	1,927	2,061	2,171	2,267	2,347	2,421	2,540	2,632	2,705	2,760	2,802
1,50	0,264	0,369	0,517	0,739	0,883	1,004	1,112	1,203	1,297	1,376	1,445	1,517	1,661	1,801	2,020	2,195	2,347	2,473	2,582	2,673	2,758	2,894	2,999	3,081	3,144	3,192
1,75	0,296	0,413	0,580	0,828	0,990	1,126	1,250	1,349	1,454	1,542	1,620	1,700	1,862	2,019	2,264	2,460	2,631	2,771	2,894	2,996	3,091	3,243	3,361	3,453	3,524	3,577
2,0	0,326	0,456	0,639	0,913	1,091	1,241	1,374	1,486	1,602	1,700	1,785	1,874	2,052	2,225	2,496	2,711	2,900	3,054	3,189	3,302	3,407	3,574	3,704	3,806	3,884	3,943
2,50	0,383	0,536	0,751	1,074	1,283	1,459	1,616	1,748	1,884	1,999	2,099	2,193	2,413	2,616	2,934	3,188	3,410	3,592	3,751	3,883	4,006	4,203	4,356	4,475	4,567	4,636
3,0	0,433	0,606	0,850	1,214	1,451	1,650	1,827	1,976	2,130	2,260	2,374	2,492	2,729	2,959	3,319	3,605	3,856	4,062	4,242	4,391	4,530	4,753	4,926	5,061	5,165	5,243
3,5	0,480	0,672	0,942	1,347	1,610	1,830	2,026	2,192	2,362	2,507	2,633	2,764	3,027	3,281	3,680	3,998	4,276	4,505	4,704	4,869	5,024	5,271	5,463	5,612	5,728	5,814
4,0	0,525	0,734	1,030	1,471	1,758	1,999	2,214	2,395	2,581	2,739	2,877	3,020	3,307	3,585	4,021	4,368	4,672	4,921	5,139	5,320	5,489	5,750	5,968	6,132	6,258	6,353
4,5	0,567	0,794	1,113	1,590	1,900	2,161	2,393	2,588	2,790	2,961	3,109	3,264	3,574	3,875	4,346	4,721	5,050	5,320	5,555	5,751	5,933	6,225	6,451	6,628	6,764	6,867
5,0	0,605	0,846	1,186	1,695	2,026	2,304	2,551	2,760	2,975	3,156	3,315	3,480	3,811	4,131	4,634	5,034	5,384	5,671	5,923	6,131	6,326	6,636	6,878	7,066	7,212	7,321
5,5	0,641	0,898	1,258	1,799	2,149	2,443	2,706	2,927	3,154	3,347	3,515	3,691	4,041	4,381	4,914	5,338	5,710	6,015	6,281	6,502	6,709	7,038	7,294	7,494	7,648	7,764
6,0	0,677	0,947	1,328	1,898	2,268	2,579	2,856	3,089	3,330	3,534	3,711	3,896	4,266	4,625	5,187	5,635	6,027	6,349	6,630	6,864	7,082	7,430	7,670	7,911	8,078	8,195
7,0	0,748	1,039	1,458	2,083	2,489	2,830	3,134	3,390	3,654	3,877	4,072	4,275	4,681	5,075	5,692	6,183	6,614	6,967	7,276	7,531	7,771	8,152	8,449	8,680	8,850	8,993

V. Formel von Matakiewicz.

In der Z. G. K. Bd. 10, 1910, hat Matakiewicz im Verfolg früherer Untersuchungen eine neue Formel für natürliche Gerinne veröffentlicht. Sie lautet:

$$v = \frac{116 \cdot J^{0,493} + 10\,J}{2{,}2 + h^{\frac{2}{3}} + \frac{0{,}15}{t^4}} \cdot h \qquad 19$$

wo v die mittlere Profilgeschwindigkeit und h die mittlere Wassertiefe je in Metern bedeuten.

Die bequeme Tabelle Nr. 56 ist mit freundlicher Erlaubnis ihres Verfassers abgedruckt.

Anm. 1. Hofmann hat in „Die Wasserwirtschaft" 1913, S. 454 ff. Bedenken gegen die Zuverlässigkeit dieser Formel ausgesprochen (vgl. hierzu die Einleitung zu diesem Paragraphen) und einen eigenen Formelvorschlag gemacht. Engels kommt (Z. B. 1912, S. 30) zu dem Ergebnis, daß sie „im allgemeinen zu große Geschwindigkeiten ergibt".

Anm. 2. Will man die bei einem gewissen Wasserstand h gemessene Geschwindigkeit v auf einen Wasserstand h_1 reduzieren, so verwendet man viel die Gleichung:

$$\frac{v}{v_1} = \left(\frac{h}{h_1}\right)^{\alpha} \qquad 20$$

wo α entweder gleich $^1/_2$ oder $^2/_3$ oder nach besonderen Erfahrungen gewählt wurde (vgl. hierzu S. 16).

Die Formel von Matakiewicz gibt ein weiteres Mittel zur Auswertung, insbesondere an Hand der Tabelle. Jedoch müssen J und J_1 bekannt sein.

VI. Formeln von Lindboe.

In der Z. G. K. 1910 veröffentlichte W. Lindboe eine neue Formel für die mittlere Geschwindigkeit in natürlichen Wasserläufen unter den Gültigkeitsbedingungen

$$B_{min} = 10 \text{ m} \qquad J_{max} = 0{,}005 \qquad \frac{h}{B}_{max} = 0{,}10$$

Lindboe geht aus von der Grundformel

$$v = k\left(q - \frac{h}{B}\right) h^{n} \cdot J^{n} \qquad 21$$

und erhält die in Tabelle 57 (auf f. S.) angegebenen Werte von v. — Eine graphische Darstellung findet sich in Ö.W.B. 1913, H. 26.

Gröger (Ö. Z. 1913, Nr. 35) ist der Ansicht, daß die Berücksichtigung des Verhältnisses $h : B$ auf den Wert v von keiner wesentlichen Bedeutung sei.

In seiner Abhandlung führt Lindboe interessante Vergleiche zwischen seiner Gleichung und den Formeln von Bazin (1897), Siedek und Christen (allerdings hier mit dem älteren Koeffizienten 6,03 statt 7,00) durch. Er benutzt dabei eine Arbeit von Blomquist.

Tabelle 57.

	$J < 0{,}0006$	
	$\frac{h}{B} < 0{,}028$	$0{,}028 < \frac{h}{B} < 0{,}1$
$h < 1{,}12$ m	$23{,}37 \left(0{,}822 - \frac{h}{B}\right) h^{0,9} \quad J^{0,42}$	$8{,}19 \left(2{,}293 - \frac{h}{B}\right) h^{0,9} \quad J^{0,42}$
$1{,}12 < h < 3{,}65$ m	$24{,}11 \left(0{,}822 - \frac{h}{B}\right) h^{0,63} \quad J^{0,42}$	$8{,}45 \left(2{,}293 - \frac{h}{B}\right) h^{0,63} \quad J^{0,42}$
$h > 3{,}65$ m	$27{,}45 \left(0{,}822 - \frac{h}{B}\right) h^{0,53} \quad J^{0,42}$	$9{,}62 \left(2{,}293 - \frac{h}{B}\right) h^{0,53} \quad J^{0,42}$
	$0{,}0006 < J < 0{,}005$	
	$\frac{h}{B} < 0{,}028$	$0{,}028 < \frac{h}{B} < 0{,}1$
$h < 1{,}12$ m	$33{,}86 \left(0{,}822 - \frac{h}{B}\right) h^{0,9} \quad J^{0,47}$	$11{,}86 \left(2{,}293 - \frac{h}{B}\right) h^{0,9} \quad J^{0,47}$
$1{,}12 < h < 3{,}65$ m	$34{,}94 \left(0{,}822 - \frac{h}{B}\right) h^{0,63} \quad J^{0,47}$	$12{,}24 \left(2{,}293 - \frac{h}{B}\right) h^{0,63} \quad J^{0,47}$
$h > 3{,}65$ m	$39{,}77 \left(0{,}822 - \frac{h}{B}\right) h^{0,53} \quad J^{0,47}$	$13{,}94 \left(2{,}293 - \frac{h}{B}\right) h^{0,53} \quad J^{0,47}$

Ist Δ die Differenz zwischen der gemessenen mittleren Geschwindigkeit v und der gerechneten Geschwindigkeit v_1

$$\Delta = v_1 - v \qquad 22$$

so ist der sogenannte mittlere Fehler bei n mit einer und derselben Formel durchgeführten Geschwindigkeitsberechnungen

$$\sqrt{\frac{\Sigma [\Delta^2]}{n}} \qquad 23$$

Der Fehler einer einzelnen Berechnung ist in Prozenten

$$\frac{100 \cdot \Delta}{v} \% \qquad 24$$

und der durchschnittliche prozentuale Fehler bei n Berechnungen

$$\frac{\Sigma \left[\frac{100 \cdot \Delta}{v}\right]}{n} \% \qquad 25$$

Die nebenstehende Tabelle 58 enthält diese Vergleichswerte für eine größere Anzahl von Messungen.

Der Wert $\gamma = 1{,}30$, mit welchem die Berechnungen nach Bazin durchgeführt wurden, ist dabei augenscheinlich in vielen Fällen zu klein angenommen (vgl. auch Z. B. 1912, S. 31), da dem Wert $\Sigma (\Delta) = 28{,}05$ m nur $\Sigma (-\Delta) = 2{,}72$ m gegenübersteht. Am günstigsten ist das Verhältnis bei Lindboe und Siedek, bei Christen ergibt $\Sigma (\Delta) = 45{,}82$ gegenüber von $\Sigma (-\Delta) = 36{,}81$ zu kleine Werte seiner alten Formel (mit 6,03 statt 7,00). In bezug auf die durchschnittlichen Fehler der einzelnen Rechnung folgen die verschiedenen Formeln nach abnehmender Güte: Lindboe, Siedek, Bazin, Christen.

Tabelle 58.

Formel	n Anzahl Messungen	$\Sigma(\Delta)$	$\frac{\Sigma(\Delta)}{n}$	$\Sigma(+\Delta)$	$\Sigma(-\Delta)$	Anzahl Messungen mit		$\Sigma(\Delta^2)$	$\sqrt{\frac{\Sigma(\Delta^2)}{n}}$	$\Sigma\left[\frac{100\cdot\Delta}{v}\right]$	$\frac{\Sigma\left[\frac{100\cdot\Delta}{v}\right]}{n}$
		m	m	m	m	$+\Delta$	$-\Delta$	m²	m	%	%
Bazin . . .	118	28,05	0,238	25,33	2,72	88	30	12,3051	0,323	3089,7	26,18
Siedek . . .	163	29,39	0,180	12,27	17,12	65	98	8,5662	0,229	3487,6	21,40
Christen . .	163	45,82	0,281	9,01	36,81	54	109	20,0476	0,351	4365,1	26,78
Lindboe . .	163	25,43	0,156	13,72	11,71	82	81	6,5089	0,200	3005,0	18,44

Tabelle 59.

Formel	Absolute Anzahl d. Mess. n_1 mit einem Fehler Δ				Prozentuale Anzahl d. Mess. $\frac{100\,n_1}{n}$ % für einen Fehler Δ				Absolute Anzahl d. Mess. n_2 mit einem proz. Fehler $\frac{100\,\Delta}{v}$ %				Prozentuale Anzahl d. Mess. $\frac{100\,n_2}{n}$ % f. einen proz. Fehler $\frac{100\,\Delta}{v}$ %			
	$\leqq$ 5 cm	5,1—10	10,1—20	> 20 cm	$\leqq$ 5 cm	$\leqq$ 10	$\leqq$ 20	> 20 cm	$\leqq$ 5 %	5,1—10	10,1—20	> 20 %	$\leqq$ 5 %	$\leqq$ 10 %	$\leqq$ 20 %	> 20 %
Bazin	26	14	25	53	22,0	33,9	55,1	44,9	19	16	31	52	16,1	29,7	55,9	44,1
Siedek . . .	32	33	39	59	19,6	39,9	63,8	36,2	37	28	38	60	22,7	39,9	63,2	36,8
Christen . . .	22	81	18	96	13,5	24,5	41,1	58,9	17	14	35	97	10,4	19,0	40,5	59,5
Lindboe . . .	34	30	61	38	20,9	39,3	76,7	23,3	30	43	46	44	18,4	44,8	73,0	27,0

Tabelle 60. **Mittlere Profilgeschwindigkeiten v in Metern nach Gröger.**

Mittlere Tiefe t	Gefälle pro Mille																			
	0,025	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,25	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
0,1	0,031	0,043	0,059	0,081	0,097	0,111	0,123	0,133	0,143	0,152	0,160	0,168	0,186	0,203	0,231	0,256	0,278	0,299	0,318	0,335	0,352
0,2	0,053	0,073	0,100	0,138	0,166	0,194	0,210	0,228	0,245	0,260	0,275	0,288	0,319	0,347	0,396	0,439	0,477	0,512	0,544	0,574	0,602
0,3	0,073	0,100	0,138	0,189	0,227	0,259	0,287	0,312	0,335	0,356	0,376	0,395	0,437	0,475	0,542	0,601	0,653	0,701	0,745	0,786	0,825
0,4	0,091	0,125	0,172	0,236	0,284	0,324	0,359	0,391	0,419	0,446	0,470	0,494	0,547	0,594	0,678	0,751	0,816	0,876	0,931	0,983	1,032
0,5	0,108	0,149	0,204	0,281	0,338	0,386	0,427	0,464	0,498	0,530	0,559	0,587	0,650	0,707	0,806	0,893	0,971	1,042	1,108	1,169	1,227
0,6	0,125	0,171	0,235	0,324	0,390	0,444	0,492	0,535	0,574	0,610	0,644	0,676	0,749	0,814	0,929	1,029	1,118	1,200	1,276	1,347	1,413
0,7	0,141	0,193	0,265	0,365	0,439	0,501	0,555	0,603	0,647	0,688	0,726	0,762	0,844	0,918	1,047	1,160	1,260	1,353	1,438	1,518	1,593
0,8	0,156	0,214	0,294	0,404	0,487	0,556	0,615	0,669	0,718	0,763	0,805	0,845	0,936	1,018	1,161	1,286	1,398	1,500	1,595	1,683	1,767
0,9	0,171	0,235	0,323	0,443	0,534	0,609	0,674	0,733	0,787	0,836	0,883	0,926	1,026	1,115	1,272	1,409	1,532	1,644	1,748	1,845	1,936
1,0	0,185	0,255	0,350	0,481	0,579	0,661	0,732	0,795	0,854	0,907	0,958	1,005	1,113	1,210	1,381	1,529	1,662	1,784	1,897	2,002	2,101
1,25	0,221	0,303	0,416	0,572	0,689	0,785	0,850	0,946	1,015	1,079	1,139	1,195	1,324	1,439	1,642	1,818	1,977	2,121	2,255	2,381	2,498
1,5	0,254	0,349	0,480	0,659	0,793	0,905	1,002	1,090	1,169	1,243	1,312	1,377	1,525	1,658	1,891	2,095	2,277	2,244	2,598	2,742	2,877
1,75	0,286	0,393	0,540	0,742	0,894	1,020	1,130	1,228	1,318	1,401	1,479	1,552	1,719	1,868	2,132	2,361	2,567	2,754	2,928	3,090	3,243
2,0	0,318	0,436	0,600	0,824	0,992	1,131	1,253	1,362	1,462	1,554	1,640	1,721	1,906	2,072	2,364	2,619	2,847	3,055	3,249	3,428	3,597
2,5	0,395	0,532	0,717	0,966	1,149	1,301	1,432	1,549	1,655	1,753	1,844	1,929	2,123	2,297	2,599	2,861	3,094	3,310	3,502	3,684	3,854
3,0	0,439	0,591	0,797	1,073	1,278	1,446	1,592	1,721	1,840	1,948	2,050	2,144	2,360	2,553	2,889	3,180	3,439	3,675	3,892	4,094	4,284
3,5	0,480	0,646	0,871	1,174	1,397	1,581	1,741	1,883	2,012	2,130	2,241	2,345	2,581	2,792	3,159	3,477	3,761	4,019	4,256	4,478	4,685
4,0	0,519	0,698	0,941	1,268	1,510	1,709	1,881	2,034	2,173	2,302	2,422	2,534	2,789	3,016	3,414	3,757	4,064	4,342	4,599	4,838	5,062
4,5	0,555	0,748	1,008	1,327	1,617	1,830	2,014	2,178	2,327	2,465	2,593	2,713	2,986	3,230	3,655	4,023	4,351	4,649	4,924	5,180	5,420
5,0	0,590	0,795	1,072	1,444	1,718	1,945	2,141	2,315	2,474	2,620	2,756	2,884	3,174	3,433	3,886	4,277	4,625	4,942	5,234	5,506	5,762

Die Einzelbeurteilung der vier Formeln erleichtert Lindboe durch vorstehende Tabelle 59, woraus sich wieder die Überlegenheit der Lindboeschen Formel über diejenigen von Bazin, Siedek und Christen ergeben würde.

VII. Formeln von Gröger.

In Ö. Z. 1913, Nr. 35 und 1914, Nr. 8 hat Gröger nachstehende Formeln veröffentlicht*) mit den gemeinsamen Gültigkeitsgrenzen

$$\left.\begin{array}{ll} B_{min} = \text{rund } 10\,m & J_{max} = \text{rund } 0{,}005 \\ & h = F : B \\ \text{Es gilt für} & \\ 0{,}2 < h < 2{,}0 & v = 23{,}781\, h^{0{,}776} J^{0{,}458} \\ h > 2{,}0 & v = 22{,}11\, h^{0{,}58} J^{0{,}43} \end{array}\right\} \quad 26$$

Vgl. hierzu die nebenstehende Tabelle 60.

Die Gleichungen lassen logarithmische Berechnung zu, außerdem hat Gröger in Ö. Z. 1914, Nr. 18 bequeme nomographische Hilfsmittel zu ihrer Auswertung gegeben. Ferner gab Dahlmann in der Zeitschr. d. Verb. Deutscher Arch.- u. Ingenieurvereine 1914, S. 154 einen Rechenmaßstab für die erste Formel.

Als Grundlage hat Gröger nur tadellose Flügelmessungen verwandt, „bei denen der benetzte Umfang nicht wesentlich größer war als die zugehörige Wasserspiegelbreite". Er fand dabei, daß es nicht nötig sei, den Einfluß der letzteren Größe bei einer empirischen Formel zu berücksichtigen. Nach Grögers Vergleichsberechnungen mit anderen Formeln (Siedek, Matakiewicz, Hermanek, Lindboe) passen sich seine Formeln den gemessenen Geschwindigkeiten recht gut an, denn Gröger findet in

$$m = \pm \frac{[\pm \Delta v]}{n}$$

bei $n = 150$ Messungen nur $m = \pm 5{,}8$ cm.

Die Zuverlässigkeit der Grögerschen Formeln ergibt sich besonders deutlich aus der Zuverlässigkeit der in § 23 wiedergegebenen Ehrenbergerschen Stauformel.

Die Tabellen 56 und 60 ermöglichen einen raschen Vergleich der Formeln von Matakiewicz und Gröger.

*) S. auch Zeitschr. f. d. ges. Wasserwirtschaft 1913, Nr. 23.

Abschnitt III.

Öffnungen, Überfälle und Wehre.

§ 17. Öffnungen und Überfälle.

1. Der Ausflußkoeffizient.

Bei Öffnungen und Überfällen ist die tatsächlich austretende Wassermenge stets kleiner, als die theoretischen Gleichungen ergeben, weil die tatsächliche Geschwindigkeit die theoretische nicht erreicht und weil das Wasser nicht den ganzen Querschnitt der Öffnung oder des Überfalls ausfüllt (Geschwindigkeitskoeffizient und Kontraktionskoeffizient). Beiden Umständen wird Rechnung getragen durch Einführung eines Ausflußkoeffizienten μ (vgl. § 20). In diesem Koeffizienten werden folgende Umstände berücksichtigt:

1. Die Gestalt der Überfallkante: Scharfe Kanten geben kleinere μ als abgerundete (NB.! rechteckige und geschweifte Wehrquerschnitte).

2. Die Überfallhöhe h. Der Wert μ nimmt zu mit wachsendem h.

3. Die Zuflußgeschwindigkeit c bzw. die Wassermenge Q. Der Wert μ nimmt zu mit c und Q. Bei Meßwehren sucht man c möglichst klein zu halten.

4. Etwaige Seitenkontraktion: Überfälle mit Seitenkontraktion zeigen vergleichsweise kleinere μ als solche ohne Seitenkontraktion.

5. Die Überfallänge b bei vorhandener Seitenkontraktion: μ wächst mit b, anfangs schnell, dann langsamer, nach dem Gesetz der gleichseitigen Hyperbel.

6. Die Form des Strahls (vgl. [160]).

7. Die Stellung des Wehrs zur Gerinneachse (vgl. [2] S. 76—79).

8. Die Höhe der Überfallkante über der Gerinnesohle im Ober- und Unterwasser.

Der Koeffizient μ stellt also einen Korrektionsfaktor dar für alle Nebenumstände, welche durch die eine oder andere der mancherlei gebräuchlichen Formeln nicht berücksichtigt sind. Der Wert μ kann daher ziemlich verschiedene Formen annehmen und stark

wechselnde Zahlenwerte besitzen, über welche jeweils Versuche Aufschluß geben sollten.

Fehlen diese Aufschlüsse, so läßt man für Wehrbauten bzw. Überfälle den Wert μ schwanken zwischen 0,57 und 0,70. Bei nur einseitiger Kontraktion und geeigneter Schwellenform kann er noch weiter wachsen. Vielfach verwendet man einen

$$\text{Mittelwert } \mu = 0{,}62 \div 0{,}64 \qquad 1$$

Dies ist zwar an sich nur für Näherungsrechnungen zulässig; allein man hat oft keine Möglichkeit, einen anderen Wert genügend zu begründen oder durch Versuche zu erhalten (vgl. die Bemerkung nach Gl. 34).

Auch der Wert $\frac{c^2}{2g}$ ist streng genommen noch mit einem Koeffizienten ζ zu versehen. Dieser Wert ζ wächst mit zunehmender Wehrhöhe und nimmt ab mit wachsender Überfallhöhe (vgl. [59] S. 49 f. oder [2] S. 76 ff.). Nach Bazin ist für größere w und h bzw. h_1 (s. Fig. 60 und 61) ein Mittelwert $\zeta = 1{,}66$ zulässig. Damit ergibt sich als Wert des Ausdrucks:

$$k = \zeta \cdot \frac{c^2}{2g} \qquad 2$$

für

$c =$	0,1	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00
$k =$	0,002	0,005	0,022	0,048	0,085	0,190	0,339

Man sieht, daß die Vernachlässigung der Zuflußgeschwindigkeit nicht immer zulässig und daß der Koeffizient ζ namentlich bei größeren Geschwindigkeiten durchaus nicht zu vernachlässigen ist.

Besonders aufmerksam machen wir schließlich auf die theoretische Ableitung der Koeffizienten in [102].

2. Ausfluß durch Öffnungen.

a) Bodenöffnung. Wenn aus einem mit Wasser gefüllten Gefäß, dessen oberer Wasserstand (durch Zufluß der Wassermenge Q in der Sekunde) stets in der Höhe h über einer im Boden befindlichen Ausflußöffnung gehalten wird, die Wassermenge Q in der Sekunde abfließt, so leistet das abfließende Wasser die sekundliche Arbeit $\gamma Q h$. Tritt im Ausflusse ein Beharrungszustand ein und findet ein Arbeitsverlust bei dem Durchgange durch die Öffnung F zunächst nicht statt; ist ferner v die Geschwindigkeit eines Wasserteilchens beim Austritte, v_0 die Geschwindigkeit eines solchen an der Oberfläche des Ausflußgefäßes, so ist die Änderung der lebendigen Kraft nach bekanntem Gesetze der Mechanik:

A A h F

Fig. 48.

$$\frac{v^2 - v_0^2}{2g} \cdot Q\gamma = Q h \gamma \qquad 3$$

Dabei ist selbstverständlich vorausgesetzt, daß gegen die Ausflußöffnung F wie auf den Wasserspiegel des Gefäßes die gleiche äußere Pressung — die atmosphärische — ausgeübt wird. Aus der eben aufgestellten Beziehung ergibt sich:

$$v = \sqrt{2gh + v_0^2} = \sqrt{2g\left(h + \frac{v_0^2}{2g}\right)} = \sqrt{2g(h+k)} \quad 4$$

Ist, wie dies in der Regel der Fall, der Horizontalschnitt AA des Ausflußgefäßes gegenüber der Ausflußöffnung F sehr groß, so wird die Geschwindigkeit v_0 des Wassers an der Oberfläche des Gefäßes so klein, daß man ihr Quadrat gegenüber jeder meßbaren Größe vernachlässigen kann. Dann wird:

$$v = \sqrt{2gh} \qquad \text{(Toricellische Gleichung)} \quad 5$$

und mithin die durch den Querschnitt F fließende Wassermenge:

$$Q = vF = F\sqrt{2gh} \quad 6$$

Mit Einführung eines Koeffizienten folgt hieraus

$$Q = \mu F \sqrt{2gh} \quad 7$$

b) Kleine Öffnung in vertikaler Wand. Aus einem Gefäß A (Fig. 49), dessen Wasserfüllung in der Höhe $O.W.$ konstant erhalten werde, fließe Wasser durch eine kleine Öffnung aus.

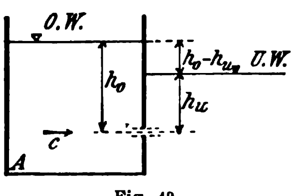


Fig. 49.

1. Fall. Der Unterwasserspiegel liege um $h_o - h_u$ tiefer als der Oberwasserspiegel im Gefäß, also über der Mündung.

Beträgt nun die horizontale Geschwindigkeitskomponente des nach der Öffnung fließenden Wassers c, so setzt man für die Austrittsgeschwindigkeit nach der Toricellischen Gleichung $v = \sqrt{2gh}$:

$$v = \sqrt{2g\left[(h_o - h_u) + \frac{c^2}{2g}\right]} \quad 8$$

Bei sehr weitem Gefäß kommt mit $c = 0$

$$v = \sqrt{2g(h_o - h_u)} \quad 9$$

2. Fall. Der Unterwasserspiegel liege unter der Mündung. Dann ist seine Höhenlage in Beziehung zum Unterwasserspiegel ohne Einfluß auf die Austrittsgeschwindigkeit des Wassers, und man erhält:

$$v = \sqrt{2g\left[h_o + \frac{c^2}{2g}\right]} \quad 10$$

woraus sich für weite Gefäße mit $c = 0$

$$v = \sqrt{2gh_o} \quad 11$$

ergibt.

Unter Einführung der Werte μ und ζ erhält man nun für kleine Öffnungen mit Gleichung 10 oder 11:

$$Q = \mu v F \qquad 12$$

Gl. 12 mit 11 kombiniert gibt

$$Q = \mu F \sqrt{2 g h_0} \qquad 13$$

welche man für beliebige Öffnungen verwenden kann, wenn die Tiefe des Öffnungsschwerpunkts unter dem Wasserspiegel mindestens gleich der doppelten Öffnungshöhe ist.

c) Größere Öffnung in vertikaler Wand. Hier sind 3 Fälle zu unterscheiden: Öffnung frei über dem Unterwasser (Fig. 50), Öffnung ganz im Unterwasser (Fig. 51), Öffnung teilweise im Unterwasser (Fig. 52).

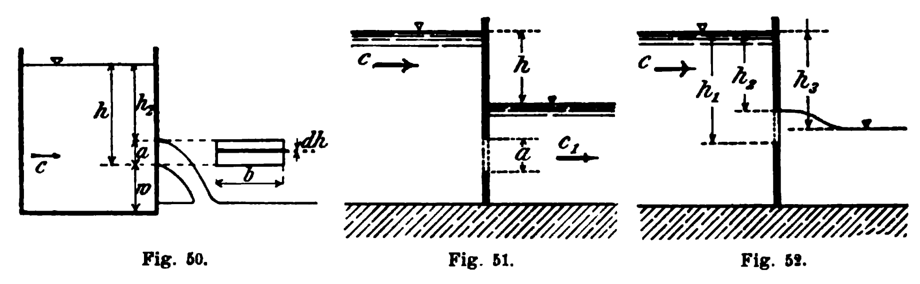


Fig. 50. Fig. 51. Fig. 52.

α) Öffnung frei über dem Unterwasser (Fig. 50). Hier ist in den verschiedenen Partien der Ausflußöffnung verschiedene Druckhöhe vorhanden. Hat der Ausflußquerschnitt die konstante Breite b, so steht ein beliebiges Wasserelement $= b\,dh$ unter der Druckhöhe h. Hierfür gilt sodann, unter m den zugehörigen Kontraktionskoeffizienten verstanden, die Beziehung:

$$dQ = \mu b\, dh \sqrt{2 g h}$$

woraus

$$Q = \mu b \int_{h_0}^{h_1} \sqrt{2 g h} \cdot dh = \frac{2 \mu b \sqrt{2 g}}{3} \cdot [h_1^{3/2} - h_2^{3/2}]\text{*)} \qquad 14$$

aber mit Berücksichtigung der Zuflußgeschwindigkeit c zur Öffnung mit $k = \zeta \frac{c^2}{2g}$

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2 g} \left[(h_1 + k)^{3/2} - (h_2 + k)^{3/2}\right] \qquad 15$$

Mit $\mu = 0{,}62$ folgt hieraus

$$Q = 1{,}83\, b \left[(h_1 + k)^{3/2} - (h_2 + k)^{3/2}\right] \qquad 16$$

bzw. mit $c = 0$

$$Q = 1{,}83\, b \left[h_1^{3/2} - h_2^{3/2}\right] \qquad 17$$

*) Eine Tafel der $^3/_2$ten Potenzen findet sich im Anhang.

oder, wenn a klein ist bzw. tief unter dem Oberwasserspiegel liegt, nach dem Schema $Q = \mu v F$ und $F = a b$ mit $h = h_2 + a/_2$:

$$Q = 2{,}75\, F \sqrt{h + k} \text{ bzw. mit } c = 0 \quad Q = 2{,}75\, F \sqrt{h} \tag{18}$$

Anm. 1. Führt man statt der Breite der Ausflußöffnung die letztere selbst in die Rechnung ein, so ist in Berücksichtigung, daß bei dem rechteckigen Querschnitte von der Breite a der Wert $F = a (h_1 - h_2)$:

$$Q = \mu F \cdot \frac{2\sqrt{2g} \cdot (h_1^{3/2} - h_2^{3/2})}{3 (h_1 - h_2)} \tag{19}$$

Anm. 2. Wenn ein Teilstück a einer Öffnung vom Gesamtumfang U eine geradlinige Fortsetzung einer Gerinnewand darstellt, so ändert sich natürlich der Ausflußkoeffizient. Man pflegt dann nach Weisbach und Bidone dessen Wert für vollständige Kontraktion noch zu multiplizieren

$$\left.\begin{array}{l} \text{bei rechteckigen Öffnungen mit } \left(1 + 0{,}1523\, \frac{a}{U}\right) \\ \text{bei kreisförmigen Öffnungen mit } \left(1 + 0{,}1280\, \frac{a}{U}\right) \end{array}\right\} \tag{20}$$

β) Öffnung ganz im Unterwasser (Fig. 51). Ist h der Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser, so kommt:

$$Q = \mu F \sqrt{2g (h + k)} \tag{21}$$

Hieraus folgt mit $\mu = 0{,}62$

$$Q = 2{,}75\, F \sqrt{h + k} \tag{22}$$

und mit $c = 0$

$$Q = 2{,}75\, F \sqrt{h} \tag{23}$$

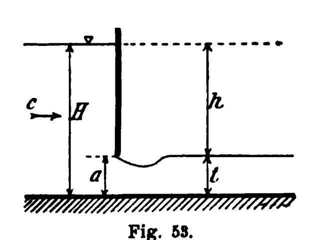


Fig. 53.

Anm. 1. Für den Schütz (Fig. 53) ergibt sich die ausfließende Wassermenge angenähert mit Gl. 21:

$$Q = \mu F \sqrt{2g (h + k)}$$
$$\text{wo } F = a b \quad k = \frac{c^2}{2g}$$

und nach den am Wiener Donaukanal angestellten Versuchen (Ö.W.B. 1912, S. 755 ff) $\mu = 0{,}81$ ist.

Anm. 2. Läßt ein unter dem Winkel φ geneigter Schütz einen vertikal gemessenen Durchflußquerschnitt F frei, der unter dem mittleren Wasserdruck h steht, so kann man die Gl. 21 als Näherungsgleichung verwenden, und darin μ von $\varphi = 45$ bis $\varphi = 63$ Grad von 0,74—0,80 und mehr wechselnd annehmen.

γ) Öffnung teilweise im Unterwasser (Fig. 52). Es handelt sich hier um eine Verbindung der Fälle α und β. Aus Gl. 15 und 21 folgt mit den Bezeichnungen aus Fig. 52 und mit Verwendung verschiedener μ:

$$Q = \frac{2}{3} \mu_1 b \sqrt{2g} \left[(h_3 + k)^{3/2} - (h_2 + k)^{3/2}\right] + \mu_2 \sqrt{2g} (h_1 - h_3) b \sqrt{h_3 + k} \tag{24}$$

Hieraus folgt mit $^2/_3 \mu_1 = 0{,}42$ und $\mu_2 = 0{,}53$

$$Q = 1{,}85\, b \left[(h_3 + k)^{3/2} - (h_2 + k)^{3/2}\right] + 2{,}35\, b (h_1 - h_3) \sqrt{h_3 + k} \tag{25}$$

und mit $c = 0$

$$Q = 1{,}85\, b \left[h_3^{3/2} - h_2^{3/2}\right] + 2{,}35\, b (h_1 - h_3) h_3^{1/2} \tag{26}$$

Versuchswerte. Bei einem Versuchspumpbetrieb in Schaffhausen wurde (S.B. LX, S. 56) ein Rohr von 450 mm auf 275 eingeengt (Fig. 54) und die Druckhöhen beim Durchfluß am Piezometer gemessen. Die Gleichung

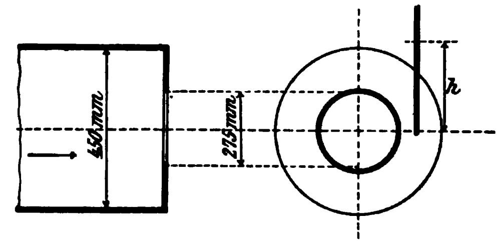


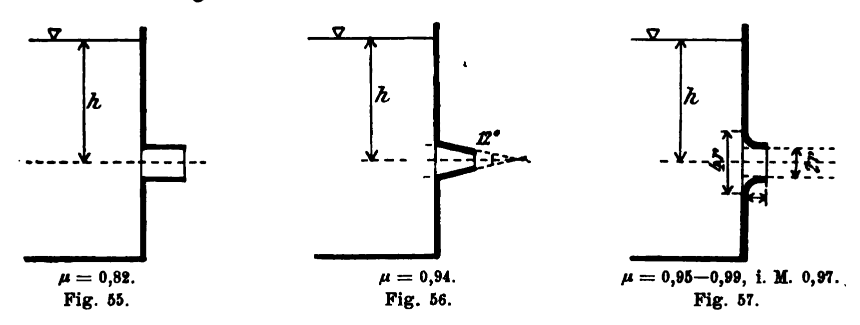
Fig. 54.

$$Q = 0{,}62\,F\,\sqrt{2gh}$$

ergab, durch Eichung kontrolliert,

bei $h = 0{,}45$ m Identität mit der Messung,
„ $h = 0{,}20$ m 76 sl gegen 73 der Messung,
„ $h = 0{,}80$ m 142 „ „ 146 „ „

Für die drei nachstehenden Fig. 55—57 mit kreisförmigen Öffnungen kann man die beigesetzten Koeffizienten verwenden.



$\mu = 0{,}82$. Fig. 55. $\mu = 0{,}94$. Fig. 56. $\mu = 0{,}95$—$0{,}99$, i. M. $0{,}97$. Fig. 57.

Zum Vorhandensein vollständiger Kontraktion gilt als erforderlich, daß die Kanten der Öffnung mindestens um das $1 \div 1^1/_2$fache der kleinsten Öffnungsdimension von der nächsten Wand entfernt seien.

Versuche an gut abgerundeten großen Öffnungen ($b \backsim 3$; bei $0{,}6 \div 1{,}0$ m Höhe) an der Wölfeltalsperre ergaben für die Gleichung $Q = \mu F \sqrt{2gh}$ μ-Werte, die bei $h = 6{,}25$ den Wert $\mu = 1{,}35$ erreichten!

Anm. Nach Versuchen von Lueger ist die Steighöhe eines springenden Strahls (die obersten Wassertropfen gemessen):

$$s = \frac{H}{1 + \varphi H} \qquad 27$$

wo H die Druckhöhe vor dem Ausflußquerschnitt und φ einen Koeffizienten bedeutet, dessen Wert für

D mm =	10	11	12	13	14	15	16
	0,0228	0,0203	0,0183	0,0165	0,0149	0,0136	0,0124

Mit F als Mündungsquerschnitt ist die Liefermenge eines Strahlrohrs:

$$Q \doteq 0{,}95\,F\,\sqrt{2gH} \qquad 28$$

3. Überfälle und Wehre.

a) Aus einer Öffnung in vertikaler Wand entsteht ein Überfall, wenn man die über der Oberkante der Öffnung liegenden Wandteile entfernt. Je nachdem die Breite b der Öffnung kleiner oder gleich der Gefäß-(Gerinne-)Breite B war, entsteht ein Überfall nach Fig. 58 oder 59.

Man bezeichnet Überfälle

mit $b < B$ (dreiseitige Kontraktion Fig. 58) als Ponceletüberfälle,
mit $b = B$ (einseitige Kontraktion, Fig. 59) als Bazinüberfälle oder Castelsche Überfälle.

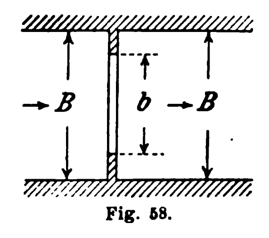


Fig. 58.

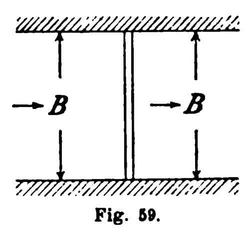
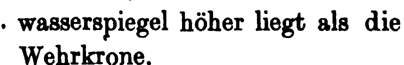


Fig. 59.

Ferner unterscheidet man:

α) Vollkommene Überfälle oder Überfallwehre, bei denen der Unterwasserspiegel tiefer liegt als die Wehrkrone.

β) Unvollkommene Überfälle oder Grundwehre, bei denen der Unterwasserspiegel höher liegt als die Wehrkrone.



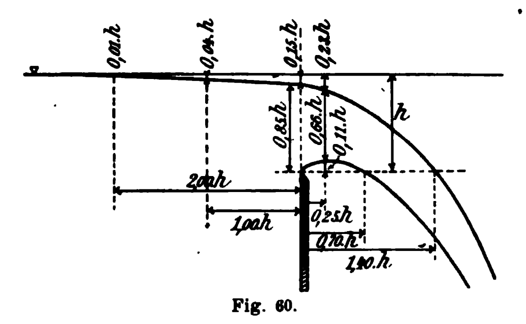


Fig. 60.

Bei höheren Wasserständen kann also ein Überfallwehr vorübergehend zum Grundwehr werden.

Die vorstehende Unterscheidung hat durch die Versuche von Wex (S. 142) und Rehbock [160] an ihrer Schärfe verloren.

In bezug auf die Strahl f o r m spricht man von a) dem freien Strahl (mit Unterabteilungen), b) dem gewellten, c) dem angeschmiegten Strahl.

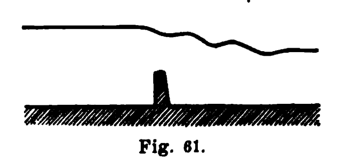


Fig. 61.

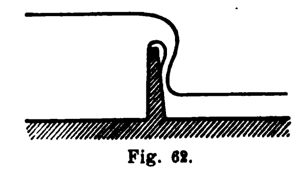


Fig. 62.

Fig. 60 gibt nach R e h b o c k die Form des freien von unten her gelüfteten Strahls bei dünner Überfallwand.

Den gewellten und den angeschmiegten Strahl zeigen die Fig. 61 und 62.

Wenn man für einen Überfall lediglich größte Leistungsfähigkeit verlangt, wie bei Entlastungsanlagen aller Art, so ist hierzu erforderlich: 1. Abschrägung der Seitenwände, des Vorder- und Hinterwehrs, 2. Abrundung aller Kanten, 3. reichliche Breite und Abrundung der Wehrkrone. Diese Anordnungen können die Leistung bis um 30 % gegenüber dem Schulfall des Überfalls über eine scharfe Wehrkante steigern.

Nach dem eingangs Gesagten müssen sich die allgemeinen Gleichungen für Überfälle ohne weiteres aus denjenigen für Öffnungen ergeben.

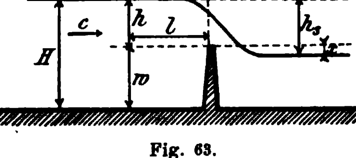


Fig. 63.

b) Vollkommene Wehre. Mit $h_2 = 0$ und $h = h_1$ (Fig. 50) folgt aus Gl. 15 für vollkommene Wehre:

$$\underline{Q = {}^2/_3\, \mu\, b \sqrt{2g}\left[(h+k)^{3/2} - k^{3/2}\right]} \qquad 29$$

die sogenannte Weisbachsche Gleichung. Über ihre Gültigkeit vgl. übrigens S. 139.

Unter Vernachlässigung des vielfach kleinen Glieds $k^{3/2}$ mit einem dadurch gegen Gl. 29 veränderten Wert von μ folgt (Fig. 63):

$$Q = \frac{2}{3}\mu b \sqrt{2g}\,[h+k]^{3/2} = \frac{2}{3}\mu b h \sqrt{2gh}\cdot\left[1+\frac{k}{h}\right]^{3/2} \qquad 30$$

Mit $c = 0$ folgt aus Gl. 29 oder 30 mit einem neuen Wert von μ (Fig. 63):

$$\left.\begin{array}{l} Q = \frac{2}{3}\mu b \sqrt{2g}\, h^{3/2}, \text{ oder in der Form} \\ \underline{Q = \frac{2}{3}\mu b h \sqrt{2gh}} \end{array}\right\} \qquad 31$$

welche als Gleichung von Dubuat bezeichnet wird.

Mit Einführung des Mittelwerts $\mu = 0{,}62$ und mit $\sqrt{2g} = 4{,}429$ ${}^2/_3 \sqrt{2g} = 2{,}95$ wird $\mu \sqrt{2g} = 2{,}75$ und ${}^2/_3\, \mu \sqrt{2g} = 1{,}83$ und man erhält

aus Gl. 29 $\qquad Q = 1{,}85\, b\left[(h+k)^{3/2} - k^{3/2}\right] \qquad 32$

aus Gl. 30 $\qquad Q = 1{,}85\, b\,[h+k]^{3/2} \qquad 33$

aus Gl. 31 $\qquad Q = 1{,}85\, b\, h^{3/2} \qquad 34$

In einer Tabelle des Anhangs finden sich die Werte der Formel $Q = 1{,}80\, b\, h^{3/2}$. Wex stellte dieselbe Näherungsgleichung auf (vgl. S. 140).

Nach Rehbock überschreitet man mit $\mu = 0{,}645$ einen Fehler von 4—6 % nicht (H. 1913, S. 137). Damit erhält man

$$\underline{Q = 1{,}90\, b\, h^{3/2}} \qquad 35$$

[illegible]ene Wehre (Grundwehre). Mit $h_2 = 0$ [illegible] mit Fig. 64:

$$[illegible]\; k)^{3/2} - k^{3/2}\right] + \mu_2 \sqrt{2g}\, b\, (h_1 - h_2) \sqrt{h_3 + k} \qquad 36$$

[illegible] aber allerdings sehr selten zulässig sein wird, also nur [illegible]hungen:

$$[illegible]\; h_3^{3/2} + \mu_2 \sqrt{2g} \cdot b\, (h_1 - h_2)\, h_3^{1/2} \qquad 37$$

Zur Berechnung derartiger Gleichungen kann der Kaumannsche Schieber benutzt werden.

Unter Benutzung des Mittelwerts $\mu_1 = \mu_2 = 0{,}633$ (nach Eytelwein) erhält man aus Gl. 36:

$$Q = 1{,}87\, b \left[(h_3 + k)^{3/2} - k^{3/2}\right] + 2{,}81\, (h_1 - h_3)\, b \sqrt{h_3 + k} \qquad 38$$

[illegible] Versuchen am Wiener Donaukanal (Ö.W.B. 1912, S. 758) ist am besten [illegible] und μ_2 = 0,64 zu setzen. Damit kommt

$$Q = 1{,}95\, b \left[(h_3 + k)^{3/2} - k^{3/2}\right] + 2{,}83\, b\, (h_1 - h_3) \sqrt{h_3 + k} \qquad 39$$

[illegible] denselben Versuchen wurde Gleichung 38 ziemlich brauchbar gefunden. — [illegible] folgt:

$$Q = 1{,}95\, b\, h_3^{3/2} + 2{,}83\, b\, (h_1 - h_3)\, h_3^{1/2} \qquad 39a$$

Eine ähnliche Näherungsgleichung hat Wex benutzt, vgl. Seite 144.

d) Breite Wehrkrone. Über dem Wehr (Fig. 65) steht jeder Querschnittsteil unter der Druckhöhe

$$h - e + \frac{c^2}{2g} \qquad 40$$

sofern man von der Nachsaugung des Unterwassers absieht. Man kann dann setzen bei der Wehrbreite b

$$Q = e b \sqrt{2g\left(h - e + \frac{c^2}{2g}\right)}$$

Der Höchstwert von e bestimmt sich aus der Bedingung $\frac{dQ}{de} = 0$, also ist

Fig. 65.

$$\frac{dQ}{de} = b \sqrt{2g\left(h - e + \frac{c^2}{2g}\right)} - \frac{2geb}{2\sqrt{2g\left(h - e + \frac{c^2}{2g}\right)}} = 0$$

woraus sich

$$e = \frac{2}{3} h + \frac{c^2}{3g}$$

ergibt. Damit entsteht unter gleichzeitiger Einführung eines Ausflußkoeffizienten m die Gleichung:

$$Q = m\left(\frac{2}{3} h + \frac{c^2}{3g}\right) b \sqrt{2g\left(\frac{h}{3} + \frac{c^2}{6g}\right)} \qquad 41$$

Mit $c = 0$ folgt hieraus:

$$Q = 0{,}385\, m b \sqrt{2g} \cdot h^{3/2} = 1{,}70\, m b h^{3/2}$$

Bazin fand nach Forchheimer [66] S. 298 bei einer Wehrbreite von 80 cm den Wert m zwischen 0,96 und 1,01 schwankend*). Es genügt also die Formel:

$$Q = 1{,}70\, b h^{3/2}. \qquad 42$$

e) Gleichung von Bazin. Aus der zweiten Gl. 30 (Fig. 63) erhält man, da $\frac{k}{h}$ sehr klein ist:

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh} \left[1 + \frac{3}{2} \zeta \frac{c^2}{2gh}\right] \qquad 43$$

Ist w die Wehrhöhe, so ist

$$c^2 = \frac{Q^2}{b^2 (h + w)^2} \qquad 44$$

und mit Verwendung von Gl. 31 für Q:

$$\frac{c^2}{2g} = \frac{4}{9} \mu^2 \frac{h^3}{(h + w)^2} \qquad 45$$

Dies gibt mit Gl. 43:

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh} \left[1 + \frac{2}{3} \zeta \mu^2 \left(\frac{h}{h + w}\right)^2\right] \qquad 46$$

oder mit $\frac{2}{3} \zeta \mu^2 = K$ nach Bazin

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh} \left[1 + K \left(\frac{h}{h + w}\right)^2\right] \qquad 47$$

Nach Bazin kann man den Mittelwerten $\zeta = 1{,}66$ und $\mu = 0{,}706$ entsprechend $K = 0{,}55$ setzen. Man erhält dann

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \cdot h^{3/2} \left[1 + 0{,}55 \left(\frac{h}{h + w}\right)^2\right] \qquad 48$$

als wichtige Formel für Überfälle. Diese bringt Bazin in die Form

$$\underline{Q = m b h \sqrt{2gh}} \quad \text{wo} \quad \underline{m = {}^2/_3 \mu \left[1 + 0{,}55 \left(\frac{h}{h + w}\right)^2\right]} \qquad 49$$

Zur Berechnung von m dient die Tabelle Nr. 61.

Für $w = 0$ erhält man den Grenzwert m zur Berechnung der Abflußmenge über einen Absturz oder eine Stufe (Fig. 89).

§ 18. Wehrberechnung nach Wex.

Den bisher gegebenen allgemeinen Formeln warf Wex ungenügende Rücksichtnahme auf die Besonderheiten der Ausführungen und damit un-

*) Lesbros fand einen etwas kleineren Wert.

richtigen Bau vor, der die Koeffizienten kompliziere. Die Wexschen Formeln [199] wollen daher der Wehrberechnung in den gebräuchlichsten Spezialfällen dienen. Sie sollen deshalb auch nur streng innerhalb ihres jeweiligen Geltungsbereiches verwendet werden.

Bei der Schwierigkeit, allen Vorgängen an Überfällen gerecht zu werden, sind natürlich auch die Wexschen Formeln in ihrem Aufbau mehr oder weniger empirischer Natur.

Wo in den folgenden Ableitungen von Wex Annahmen gemacht wurden, deren absolute Genauigkeit bestritten werden kann, ist ausdrücklich darauf hingewiesen. Weitere Einwendungen wurden von Frese (Z. 1888, S. 808) erhoben. Er kann die Formeln „nicht als richtig anerkennen“. In wichtigen Fällen kann man heute schon die Koeffizienten besonderer Wehrformen in Wasserbaulaboratorien bestimmen lassen und auf Grund des Ähnlichkeitsgesetzes (§ 20, f) danach rechnen.

Wieweit man die Wexschen Formeln im einzelnen Fall bei Berücksichtigung aller besonderen Umstände benutzen will, muß der reiflichen Überlegung des Ingenieurs anheimgestellt bleiben. Bei jeder Berechnung ist zunächst die in Betracht kommende Näherungsgleichung zu benutzen.

Anm. Wex verwendet nur die Formel $\frac{c^2}{2g}$ statt $\zeta \frac{c^2}{2g}$.

1. Überfallwehre.

A. Aufstellung der allgemeinen Gleichung.

In der obersten Wasserlamelle eines Überfallwehrs von der Höhe w (im Oberwasser gemessen) herrsche eine Geschwindigkeit, der die Druckhöhe s entsprechen möge, an der untersten, die Wehrkrone berührenden Lamelle sei die der dortigen Geschwindigkeit entsprechende Druckhöhe s_1, die Überfallhöhe (stets mindestens 1,5 m hinter der Stauwand zu messen) sei H.

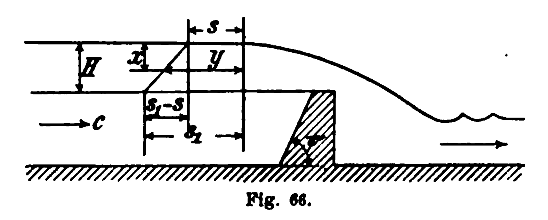


Fig. 66.

Nimmt man an, daß sich die Geschwindigkeit vom Spiegel bis zur Wehrkrone gleichmäßig ändert, entsprechend der Druckhöhenzunahme von s auf s_1, so wird in einer beliebigen Entfernung x unter dem horizontal gedachten Spiegel die Druckhöhe y sein:

$$y = s + \frac{s_1 - s}{H} x \qquad 1$$

wie ohne weiteres aus der Fig. 66 ersichtlich.

Setzt man nun einen rechteckigen Wasserquerschnitt von der Breite b voraus, so geht durch eine Lamelle $b\,dx$ eine Wassermenge $d\,Q$:

$$dQ = \mu b\,dx\sqrt{2gy}$$

weil — auch mit Rücksicht auf Kontraktion — die Durchgangsgeschwindigkeit $v = \mu\sqrt{2gy}$ zu setzen ist. Berücksichtigt man, daß nach Gl. 1

$$dy = \frac{s_1 - s}{H}\,dx, \quad \text{also} \quad dx = \frac{H\,dy}{s_1 - s} \qquad 2$$

so folgt weiter die allgemeine Gleichung für Überfallwehre

$$Q = \mu b\sqrt{2g}\,\frac{H}{s_1 - s}\int_s^{s_1}\sqrt{y}\,dy = \frac{2}{3}\mu b\sqrt{2g}\,\frac{H}{s_1 - s}\left[s_1^{3/2} - s^{3/2}\right] \qquad 3$$

Sind also die Geschwindigkeitshöhen s_1 und s bekannt, so kann die Überfallhöhe H aus der Gl. 3 ermittelt werden: s und s_1 berechnen sich aber nach W e x, wie unter B folgt (vgl. W e x, Hydrodynamik, Leipzig 1888, § 3, S. 33 ff.).

An Wehren selbst werden die Profile in der Regel rechteckig gestaltet, indem vom normalen Flußprofil oberhalb ein allmählicher Übergang geschaffen wird. Ebenso macht man es unterhalb der Wehre.

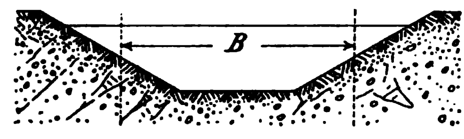


Fig. 67.

Wenn man den Fluß am Wehr nicht erbreitert, so ist B im Sinn der Fig. 67 einzuführen. Genauer gesagt muß in der Gleichung $Q = k \cdot \sqrt{PJ}$, wo Q und J und ebenso die Wassertiefe h für das Rechtecks- und das Trapezprofil konstant sind, der Wert $kF\sqrt{P}$ für beide Profile gleich sein. Der Einfachheit halber nimmt man auch k = konst. an. Ist nun s die Sohlenbreite des Rechtecks, b diejenige des Trapezprofils, so ist gleichzusetzen:

$$F^2 P = \frac{s^2 h^2}{s + 2h} = \frac{(bh + 2h^2)^2}{b + 4{,}47\,h}$$

woraus sich

$$(bh^3 + 4{,}47h^4)\,s^3 - (bh + 2h^2)^3\,s - 2h\,(bh + 2h^2)^3 = 0 \qquad 4$$

zur Bestimmung von s ergibt. Würde man k nicht konstant annehmen, so würde sich eine komplizierte Gleichung ergeben.

B. Bestimmung der Werte s und s_1.

1. Fall. Allgemeiner Fall. Schiefe Wehrflügel.

$\sphericalangle\,\varphi < 90, \quad b < B.$

Bestimmung von s.

Es sollen bedeuten:

c die Wassergeschwindigkeit oberhalb des Wehrs,

γ das Gewicht von einem Kubikmeter Wasser,

H, B und b die in den Fig. 66 und 68 angegebenen bzw. die berechneten Größen.

Dann setzt sich s zusammen aus der im Wasser wirksamen Druckhöhe $c^2 : 2g$ und der Druckhöhe, welche der Stoßkraft des Wassers gegen die Wehrflügel entspricht. Letztere ist nun zu bestimmen.

Werden rechteckige Flußprofile vorausgesetzt und hat die Projektion eines Flügels gegen die Richtung der Stoßkraft die Größe $F = H(B - b) : 2$, so wird die Stoßkraft p:

$$p = \gamma F \frac{c^2}{g} = \gamma \frac{H(B-b)c^2}{2g}$$

Wegen des Umstandes, daß die Wandfläche nach dem Strome zu nicht geschlossen ist, nimmt indessen Wex nur die Hälfte des Wertes, nämlich:

$$p = \frac{\gamma H(B-b)c^2}{4g}$$

ferner wird unterstellt, daß die Kraft p in der Hälfte des Winkels φ abgelenkt (vgl. Fig. 69), also die Komponente in Richtung der Strömung $= p \cos^2 \frac{\varphi}{2}$ wird. Die dazu senkrechte Komponente bewirkt nur Kontraktion, erhöht aber die Wassergeschwindig-

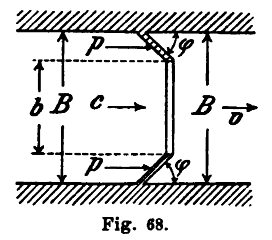


Fig. 68.

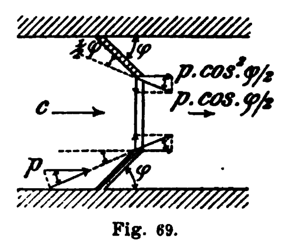


Fig. 69.

keit am Anfangsquerschnitt des Überfalls nicht. Diese Annahmen sind natürlich nicht genau der Wirklichkeit entsprechend.

Da die Komponente $p \cos^2 \frac{\varphi}{2}$ zweimal (am rechten und linken Ufer) vorhanden ist, verteilt sich die Kraft $2p \cos^2 \frac{\varphi}{2}$ auf die Fläche bH; mithin ist die entsprechende Druckhöhe δ im Querschnitt bH im Mittel:

$$\delta = \frac{2p}{\gamma b H} \cos^2 \frac{\varphi}{2} = \frac{c^2(B-b)}{2bg} \cos^2 \frac{\varphi}{2}$$

Es wird also:

$$\underline{s = \frac{c^2}{2g} + \frac{c^2(B-b)}{2bg} \cos^2 \frac{\varphi}{2} = \frac{c^2}{2g}\left[1 + \frac{B-b}{b} \cos^2 \frac{\varphi}{2}\right]} \qquad 5$$

Bestimmung von s_1.

An der Wehrkrone äußert sich die Stoßkraft p_1, welche auf der Stauwand entsteht, deren Krone w Meter über der Sohle liegt (Fig. 66), beschleunigend auf den Wasserabfluß. Die mittlere Richtung des letzteren (Fig. 70) nimmt Wex etwas willkürlich mit $\psi/2$ gegen die Horizontale geneigt an und erhält die Komponente des Wasserdrucks:

$$p_1 \cos^2 \frac{\psi}{2}, \text{ es ist dann } p_1 = \frac{\gamma c^2 B a}{g}$$

Die Wasserquerschnittsfläche ist wie vorhin $= bH$, also die additionelle Druckhöhe im Mittel:

$$\delta_1 = \frac{\gamma g^2 B w}{\gamma g b H} \cos^2 \frac{\psi}{2} = \frac{c^2 B w}{g b H} \cos^2 \frac{\psi}{2}$$

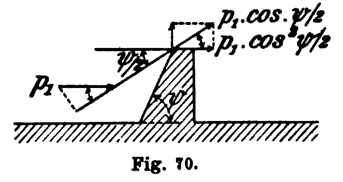


Fig. 70.

Da diese eine mittlere Druckhöhe ist, wird angenommen, sie sei im Spiegel $= 0$ und unten $= 2\,\delta_1$. Damit wird dann:

$$s_1 = s + H + 2\,\frac{c^2 B w}{g b H} \cos^2 \frac{\psi}{2} \qquad 6$$

Es ist natürlich nicht genau zutreffend, daß für die Bestimmung von s und s_1 dieselbe mittlere Geschwindigkeit in den beiden Wasserkörpern über und unter der Wehrkrone angenommen wird.

2. Fall. Gerade senkrechte Wehrflügel.
$\psi = 90^0$; $\varphi = 90^0$; $b < B$.

Man erhält (Fig. 71)

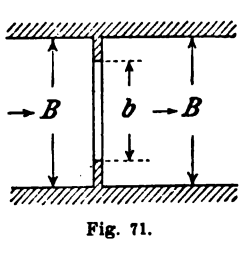


Fig. 71.

$$\cos^2 \frac{\psi}{2} = \cos^2 \frac{\varphi}{2} = \frac{1}{2}$$

und aus Gl. 5 und 6 ergibt sich

$$\left\{\begin{array}{l} s = \dfrac{c^2}{2g}\left[1 + \dfrac{B-b}{2b}\right] \\ s_1 = s + H + \dfrac{c^2 B w}{b g H} \end{array}\right\} c = \frac{Q}{B(w+H)}$$

3. Fall. Gerades senkrechtes Wehr ohne Flügel. $\psi = 90^0$; $\varphi = 90^0$; $b = B$.

Man erhält (Fig. 72)

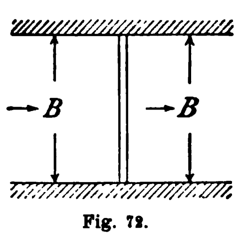


Fig. 72.

$$\left\{\begin{array}{l} s = \dfrac{c^2}{2g} \\ s_1 = s + H + \dfrac{c^2 w}{g H} \end{array}\right\} c = \frac{Q}{B(w+H)}$$

4. Fall. Gerades senkrechtes verkiestes Wehr ohne Flügel. $\psi = 90^0$; $\varphi = 90^0$; $b = B$; aber $w = 0$!

Mit $w = 0$, d. h. wenn das Flußbett vor dem Wehre bis zur Krone mit Kies gefüllt ist, erhält man dieselbe Wirkung wie mit $\varphi = 90^0$, es ist dann (Fig. 73) wieder aus Gl. 5 und 6

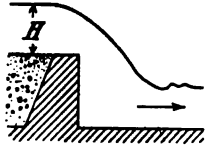


Fig. 73.

$$\left\{\begin{array}{l} s = \dfrac{c^2}{2g} \\ s_1 = s + H \end{array}\right\} c = \frac{Q}{B H}$$

Da nun $s_1 - s = H$, so geht die allgemeine Gl. 3 über in die Gleichung:

$$Q = \frac{2}{3}\,\mu\, b \sqrt{2g}\left[\left(H + \frac{c^2}{2g}\right)^{3/2} - \left(\frac{c^2}{2g}\right)^{3/2}\right] \qquad 7$$

d. h. in die sogenannte Weisbachsche Formel (vgl. S. 133), welche in vielen Fällen Verwendung findet. Die Annahme von Wex, daß diese

[illegible] nur für den Fall gelte, wo das Wasser ohne [illegible] von einer Kante weg frei in ein tiefer liegendes [illegible] wurde von Frese bestritten (Z. 1888, S. 810). — Mit [illegible] Gl. 31 des § 17.

[illegible]stimmung des Koeffizienten μ.

[illegible] und 2 ist nach Wex:

$$[illegible]\ 0,3655 + 0,02357 \cdot \frac{b}{B} + \frac{0,002384}{H} + 0,00305 \cdot b \qquad 8$$

[illegible] erfahrungsgemäß in die weitere Rechnung ein höherer [illegible] 0,57 nicht eingesetzt werden.

Im Fall 3 ist

$$\frac{2}{3}\mu = 0,4001 + \frac{0,0011}{H} + 0,00048 \cdot b \qquad 9$$

[illegible] wobei $\frac{2}{3}\mu < 0,57$ bleiben muß.

Im Fall 4 setzt man:

für Wehre von 2 m Breite $\frac{2}{3}\mu = 0,42$

für Wehre von 20 und mehr Meter Breite $\frac{2}{3}\mu = 0,57$.

Für zwischenliegende Breiten wird man vorsichtig interpolieren, indem man außerdem bei scharfen Wehrkronen kleinere Werte annimmt als bei abgerundeten.

D. Näherungsgleichung.

Q muß nach Gl. 3 bei gegebenem H oder H bei gegebenem Q durch Probieren gefunden werden. Man erhält aus Gl. 3 mit Gl. 5 und 6 sowie mit

$$\frac{2}{3}\mu = 0,41 \qquad \sqrt{2g} = 4,429 \qquad \frac{c^2}{2g} = 0$$

$$\frac{c^2(B-b)}{2bg}\cos^2\frac{\varphi}{2} = 0 \quad \text{und} \quad \frac{2c^2Ba}{gbH}\cos^2\frac{\psi}{2} = 0$$

als erste Näherungsgleichung:

$$\underline{Q = 1,85\, b\sqrt{H^3}} \qquad 10$$

Die Werte sind 3 % größer als die in Tabelle 92 gegebenen. Die Gleichung ist bei $\frac{2}{3}\mu = 0,41$ genau für $c = 0$ und annähernd richtig für alle Fälle, in welchen $c^2 : 2g$ gegenüber von H vernachlässigt werden kann. Ist das nicht der Fall, so erhält man aus Gl. 10:

bei gegebenem Q ein zu großes H,
bei gegebenem H ein zu kleines Q.

• Die Gl. 10 ist deshalb für definitive Berechnungen keinesfalls genügend, selbst als Näherungsrechnung gibt sie oft von den Resultaten der genaueren Formeln s e h r stark abweichende Werte. Es empfiehlt sich daher für die Hochwasserstände meist, eine zweite Näherungsgleichung einzuführen. Wir verwenden hierzu $c = 2{,}0$ m (was vor einem Wehr genügen dürfte) und setzen voraus $\varphi = 90^0$; sind $\psi = 90^0$, dann erhält man

$$s = 0{,}2 + 0{,}1 \frac{B - b}{b} \qquad s^1 = 0{,}2 + 0{,}1 \frac{B-b}{b} + 0{,}9 \frac{Bw}{bH} + H \qquad 11$$

Diese Werte setzt man in Gl. 3 ein und erhält mit $\mu = 0{,}62$

$$Q = \frac{1{,}85\, b H}{H + 0{,}9 \frac{w}{H}} \left[s_1^{3/2} - s^{3/2} \right] \qquad 12$$

Damit hat man eine zweite Näherungsgleichung zwischen b und H, die man durch Probieren lösen kann.

Für die Niederwasserstände kann man wegen $c \cong 0$ Gl. 10 verwenden.

E. Spezialfälle. Schiefe und gebogene Wehre.'

Legt man, um eine größere Überfallbreite zu erhalten, die vollkommenen Überfallwehre schräg, gebrochen oder gebogen zur Stromrichtung, so wird man stets die ganze Strombreite B benutzen.

Es wird bei schrägem Wehr (Fig. 74) der Wert $b = \frac{B}{\sin \beta}$ und ferner:

$$s = \frac{c^2 \sin^2 \beta}{2 g}; \; s_1 = s + H + \frac{2 \alpha c^2 \sin^2 \beta \cos^2 \frac{\psi}{2}}{g H}; \; \frac{2}{3} \mu = 0{,}41, \text{ also:}$$

$$Q = \frac{1{,}82\, B H}{(s_1 - s) \sin \beta} \left\{ s_1^{3/2} - s^{3/2} \right\} \qquad 13$$

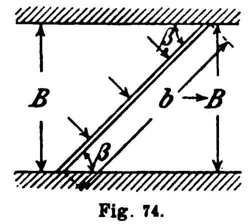


Fig. 74.

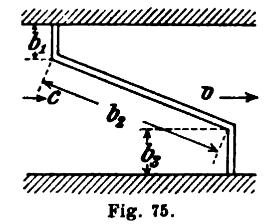


Fig. 75.

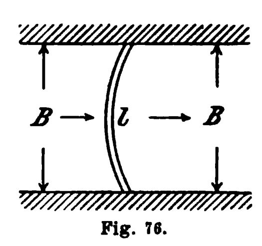


Fig. 76.

Hat das Wehr wie in Fig. 75 gebrochene Kanten, so werden die Rechnungen ziemlich unzuverlässig. Man muß sich wohl begnügen zu setzen:

$$Q = [1{,}85\,(b_1 + b_3) + 1{,}77\, b_2] \sqrt{H_3} \qquad 14$$

Bei kreisförmig gebogenen Wehren (Fig. 76) sind die Rechnungen ebenfalls unzuverlässig. Übersteigt der Wert von c das Maß von 1 m/sek nicht erheblich, und ist l die Bogenlänge, so kann mit roher Annäherung etwa gesetzt werden:

$$Q = 1{,}77\, l \sqrt{H^3}$$

Über andere hierher gehörige Versuchswerte vgl. § 20, C.

In allen diesen Fällen ist vorausgesetzt, daß der Unterwasserspiegel tiefer liegt als die Wehrkrone; ist dies nicht der Fall, so verringert sich mit zunehmender Wassermenge der Einfluß der Wehrverlängerung gegenüber den Verhältnissen an einem geraden Wehr immer mehr.

2. Grundwehre.

Bei den Grundwehren steht ein Teil des Wasserquerschnittes über der Wehrkrone unter dem Gegendruck des Unterwassers, während der obere Teil frei überfällt.

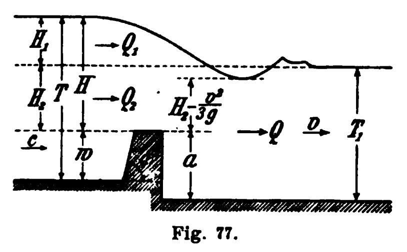


Fig. 77.

Es sei (Fig. 77):

$$H_1 + H_2 = H$$

ferner:

$$T - T_1 = H_1$$
$$T_1 - w = H_2$$
$$H_1 + H_2 = H = T - w$$

so ist für eine bestimmte Wassermenge der Wert T_1 immer bekannt bzw. durch Berechnung aus Profil und Gefälle der Unterwasserströmung zu ermitteln; ebenso die in der Unterwasserströmung herrschende Geschwindigkeit v. Man hat also zunächst für die Geschwindigkeiten c und v im ganzen Querprofil:

$$c = \frac{Q}{BT} = \frac{Q}{B(w + H_1 + H_2)}; \qquad v = \frac{Q}{BT_1} = \frac{Q}{B(w + H_2)}$$

Der auf die eingetauchte Ausflußöffnung beim Grundwehr ausgeübte Gegendruck des Wassers, auf irgendeinen Punkt P (Fig. 78) bezogen, ist gleich

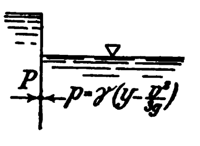


Fig. 78.

dem Abstande y dieses Punktes unter Unterwasser, weniger der Druckhöhe, die der S a u g w i r k u n g d e s U n t e r w a s s e r s entspricht, die nach der Erfahrung $= \frac{v^2}{3g}$ *) gesetzt werden kann, multipliziert mit γ, d. h. der G e g e n d r u c k v o m U n t e r w a s s e r i s t, a l s W a s s e r s ä u l e n h ö h e g e m e s s e n, $= y - \frac{v^2}{3g}$.

A. Charakteristik des Grundwehrs.

Ist

$$\frac{v^2}{3g} \geqq H_2 \qquad 15$$

so ist das Wehr nur scheinbar ein Grundwehr, der Überfall also ein vollkommener.

B. Allgemeine Gleichungen, Werte s, s_1 und s_m.

Auf Grund der obenstehenden Erwägungen darf eine Lamelle von der Höhe $H_1 + \frac{v^2}{3g}$ als vollkommener Überfall im Sinne der früheren Berechnungen angesehen

*) Genau $\frac{n\,v^2}{2g}$, wo n aus Versuchen $= 0{,}67$. Hieraus ergibt sich $\frac{v^2}{3g}$.

werden. W e x [199] S. 50 setzt mit denselben Bezeichnungen wie dort im allgemeinsten Falle:

$$s = \frac{c^2}{2g}\left[1 + \frac{B-b}{b}\cos^2\frac{\varphi}{2}\right] \quad \text{und} \quad s_1 = s + H_1 + \frac{v^2}{3g} \qquad 16$$

da die Wirkung des Stoßes auf die Stauwand nicht an diese obere Lamelle heranreicht. Dann wird:

$$\frac{H_1 + \frac{v^2}{3g}}{s_1 - s} = \frac{H_1 + \frac{v^2}{3g}}{s + H_1 + \frac{v^2}{3g} - s} = 1$$

und man hat (vgl. Fig. 79) mit Vereinfachung der Gl. 23

$$[Q_1 = \frac{2}{3}\mu b\sqrt{2g}\left(s_1^{3/2} - s^{3/2}\right) \qquad 17$$

Fig. 79.

für die Wassermenge Q_1 des f r e i e n Ü b e r f a l l e s.

Ohne Rücksicht auf die vom Stoße des Wassers auf die Stauwand herrührende Geschwindigkeitserhöhung kommt auf eine horizontale, in der Tiefe y unter Unterwasserspiegel gelegene Wasserschichte ein der Wassersäulenhöhe $y - \frac{v^2}{3g}$ entsprechender Gegendruck; von oben her entspricht die Wassersäulenhöhe $H_1 + y$ der von dort ausgeübten Wasserpressung. Der resultierende Druck ist daher äquivalent der Wassersäulenhöhe:

$$H_1 + y - \left(y - \frac{v^2}{3g}\right) = H_1 + \frac{v^2}{3g}$$

also unabhängig von y bzw. konstant in dem eingetauchten Wasserquerschnitte von der Höhe $H_2 - \frac{v^2}{3g}$ und der Breite b (Fig. 80).

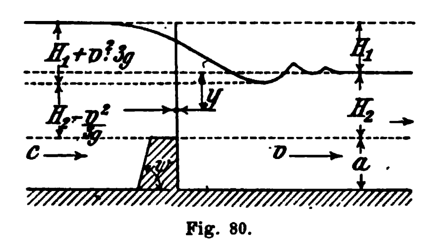


Fig. 80.

Nach dem früheren ist, wenn w die im Oberwasser gemessene Wehrhöhe bedeutet, die vom Wasserstoße auf die Stauwand herrührende additionelle Druckhöhe i m M i t t e l auf den für den Wasserabfluß wirksamen eingetauchten Querschnitt reduziert:

$$\delta_1 = \frac{2c^2 B w \cos^2\frac{\psi}{2}}{bg\left(H_2 - \frac{v^2}{3g}\right)}$$

Man kann also als mittlere Druckhöhe für den eingetauchten Querschnitt setzen:

$$s_m = s + H_1 + \frac{v^2}{3g} + \frac{2c^2 B w \cos^2\frac{\psi}{2}}{bg\left(H_2 - \frac{v^2}{3g}\right)} \qquad 18$$

Mithin ist die Wassermenge für den eingetauchten Wasserquerschnitt:

$$Q_2 = \mu_1 b\left(H_2 - \frac{v^2}{3g}\right)\sqrt{2g\,s_m} \qquad 19$$

Da aber die Gesamtwassermenge $Q = Q_1 + Q_2$ ist, so folgt:

$$Q = b\sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}\mu\left(s_1^{3/2} - s^{3/2}\right) + \mu_1\left(H_2 - \frac{v^2}{3g}\right)\sqrt{s_m}\right\} \qquad 20$$

C. Koeffizienten μ und μ_1.

Nach Wex erhält man für die Gl. 20 folgende Werte von $\frac{2}{3}\mu$ und μ_1.
Für $H_1 < 0{,}35$ (streng genommen auch $H_1 > 0{,}18$)

$$\left.\begin{aligned} \frac{2}{3}\mu &= 0{,}4001 + \frac{0{,}00316}{H_1} + 0{,}00048\,b \\ \mu_1 &= 0{,}5274 + 0{,}00048 \cdot b \end{aligned}\right\} \qquad 21$$

Für $H_1 > 0{,}35$

$$\left.\begin{aligned} \frac{2}{3}\mu &= 0{,}4001 + \frac{0{,}00244}{H_1} + 0{,}00048\,b \\ \mu_1 &= 0{,}5346 + 0{,}00048\,b \end{aligned}\right\} \qquad 22$$

Dabei dürfen in der weiteren Rechnung größere Werte als $\frac{2}{3}\mu = 0{,}57$, $\mu_1 = 0{,}80$ nicht verwendet werden.

D. Näherungsformeln.

Setzt man:

$$\varphi = \psi = 90^\circ \quad \frac{c^2}{2g} = 0 \quad \frac{v^2}{3g} = 0 \quad \frac{2}{3}\mu = 0{,}40 \quad \mu_1 = 0{,}53$$

so kommt als rohe Näherungsformel, die bei genaueren Berechnungen auch als erster Versuch dient:

$$\underline{Q = 1{,}77\,b\sqrt{H_1^3} + 2{,}35\,b\,H_2\sqrt{H_1}} \qquad 23$$

vgl. Gl. 39a, Seite 134. Da H_2 stets bekannt ist, gestattet die Gleichung Auflösung sowohl nach Q als nach H_1. Man erhält aus Gl. 23:

bei gegebenem Q ein zu großes H_1,
bei gegebenem H_1 ein zu kleines Q.

Diese für $c = 0$ aufgestellte Formel gibt, wenn für Hochwasser angewandt, viel zu große Wehrbreiten b. Man erhält unter den obigen vereinfachenden Voraussetzungen

mit $c = 4{,}0 \quad v = 4{,}0$

$$\frac{Q}{b} = 1{,}77 \cdot (1{,}36 + H_1)^{3/2} + (2{,}35\,H_2 - 1{,}29)\,(1{,}36 + H_1)^{1/2} - 1{,}3 \qquad 24$$

mit $c = 3{,}0 \quad v = 3{,}0$

$$\frac{Q}{b} = 1{,}77 \cdot (0{,}76 + H_1)^{3/2} + (2{,}35\,H_2 - 0{,}71)\,(0{,}76 + H_1)^{1/2} - 0{,}54 \qquad 25$$

E. Spezialfälle.

Wie unter I, B können auch hier die entsprechenden Gl. 16 und 18 je nach dem besonderen vorliegenden Fall spezialisiert und dann Gl. 23 benutzt werden.

a) Ist $B = b$ oder das Wehr bis zur Krone verkiest, so erhält man (Fig. 81):

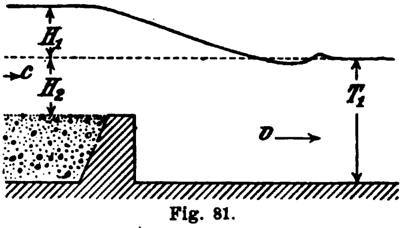


Fig. 81.

$$s = \frac{c^2}{2g};\quad s_1 = s + H_1 + \frac{v^2}{3g};\quad s_m = s_1$$

also nach Gl. 23

$$Q = b\sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}\mu\left(s_1^{3/2} - s^{3/2}\right) + \mu_1\left(H_2 - \frac{v^2}{3g}\right)\sqrt{s_1}\right\} \qquad 26$$

welche Formel — abgesehen von der Höhe des eingetauchten Wasserquerschnitts — der Weisbachschen Gleichung verwandt ist*).

b) Diese Formel 26 gilt nach Wex auch für Grundablässe (Fig. 82), bei welchen die Wehrhöhe $= 0$ ist.

c) Ebenso gilt Gl. 23 für die Einströmung des Wassers in Fabrikkanäle, wenn der Kanal senkrecht zur Flußachse abzweigt (vgl. Fig. 83).

Rühlmann gab hierfür die Gleichung:

$$H_1 = \zeta \frac{v^2}{2g} \qquad 27$$

mit dem Koeffizientenwert $\zeta = 1{,}33$ an.

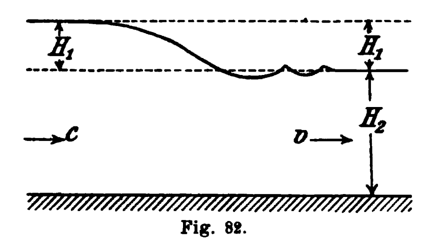


Fig. 82.

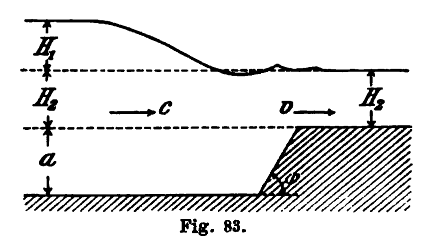


Fig. 83.

d) Gl. 26 läßt sich auch zur Berechnung des Brückenstaus verwenden (s. § 24).

3. Beispiel zur Berechnung eines Wehrs nach Wex.

In einem Fluß, der bei bestimmtem Wasserstand Q cbm führt, soll zwischen senkrechten Wänden ein gerades Überfallwehr von gegebener Höhe w ohne Flügel mit der Gesamtbreite B m eingebaut werden. Das normale Flußprofil ist in allmählichem Übergang zur Wehrbreite B übergeführt. Es gilt also $\varphi = 90^\circ$, $b = B$ (I. B, 3. Fall für vollkommenes Wehr).

Einen vorläufigen Wert von H bestimmt man aus Gl. 10 bezw. 12

$$Q = 1{,}85\, b\sqrt{H^3}$$

woraus

$$H = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{1{,}85^2 b^2}}$$

*) Vgl. die Bemerkungen bei Gl. 7.

Dann kommt (I. B, 3. Fall):

$$c = \frac{Q}{B(w+H)} \qquad s = \frac{c^2}{2g} \qquad s_1 = s + H + \frac{c^2 w}{gH}$$

und nach Gl. 9:

$$\frac{2}{3}\mu = 0{,}4001 + \frac{0{,}0011}{H} + 0{,}00048 \cdot b$$

Diese Werte werden eingesetzt in Gl. 3:

$$Q = \frac{2}{3}\mu b \sqrt{2g} \frac{H}{s_1 - s}\left[s_1^{3/2} - s^{3/2}\right]$$

woraus sich:

$$H = \frac{(s_1 - s)\, Q}{\frac{2}{3}\mu b \sqrt{2g}\left[s_1^{3/2} - s^{3/2}\right]}$$

ergibt.

Würde die Wehrkrone etwas unter dem Unterwasserspiegel liegen, so wäre zunächst die Bedingungsgleichung 15 heranzuziehen. Wäre sie erfüllt, so bliebe es bei der obigen Berechnungsweise. Ist dies aber nicht der Fall, so liegt ein eigentliches Grundwehr vor (vgl. Fig. 80).

Man bestimmt dann H_1 durch Probieren aus Gl. 23 bezw. 24 und 25. Ist Verkiesung vermeidbar, so kann man $\sphericalangle \psi = 90^0$ annehmen (s. Fig. 80). Dann werden die Fragen betreffend $\sphericalangle \varphi$ und das Größenverhältnis von b und B entschieden und nun aus den Gl. 21 und 22 die Koeffizienten μ und μ_1 bestimmt. Man berechnet hierauf mit dem Näherungswert von H_1 ein angenähertes $T = H + a$ (Fig. 77). Damit erhält man $c = \frac{Q}{BT}$ sowie mit Gl. 16 und 18 die Werte s, s_1 und s_m in Funktion von H_1. Diese Werte setzt man schließlich in Gl. 20 ein und erhält damit eine Formel, in der nur noch H_1 als Unbekannte auftritt. Die Lösung dieser Gleichung findet man am raschesten durch punktweises Auftragen des Gleichungswerts unter Annahme verschiedener Werte von H_1.

§ 19. Aufgaben bei Überfällen und Wehren.

1. Wehrkrone und Unterwasser.

Ist an einer Wehranlage mit vollkommenem Überfall (vgl. Fig. 84) h_s die zugelassene Differenz zwischen Ober- und Unterwasser, Q die übers Wehr laufende Wassermenge, so darf das Wehr über dem Unterwasser um $x = h_s - h$ oder mit Gl. 29 des § 17 um

$$x = h_s - \left[\frac{Q}{{}^2/_3\,\mu b \sqrt{2g}}\right]^{2/3} \text{ oder mit } \mu = 0{,}64 \text{ um } x = h_s - \left[\frac{Q}{1{,}80\, b}\right]^{2/3} \qquad 1$$

emporragen.

Ist an einer Grundwehranlage der zulässige Stau h_3 (Fig. 85), so muß nach Gl. 36 des § 17 mit $^2/_3\,\mu_1 = 0{,}57$ und $\mu_2 = 0{,}64$ die Wehrkrone

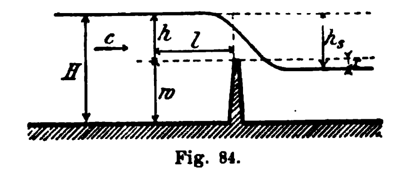


Fig. 84.

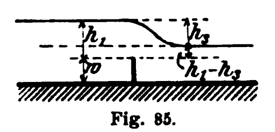


Fig. 85.

um $$h_1 - h_3 = \frac{1}{\sqrt{h_3 + k}} \cdot \left[\frac{Q}{2{,}75\,b} - 0{,}60\left\{(h_3 + k)^{3/2} - k^{3/2}\right\}\right] \qquad 2$$

unter dem Unterwasserspiegel liegen.

2. Berechnung eines festen Wehrs mit Rücksicht auf Hochwasser.

Es sollen bedeuten:

Q die dem Ausbau einer Wasserkraftanlage zugrunde gelegte Wassermenge eines Flusses,

Q_a die entsprechende, für die Anlage aus dem Fluß abgezweigte Wassermenge,

$Q_w = Q - Q_a$ die entsprechende, noch über das Wehr abfließende Wassermenge,

Q_m die Größtwassermenge des Flusses,

l die Stauweite für die Stauhöhe Z.

Entspricht noch ein Index m einem Maximalwert, so kann man folgendermaßen vorgehen:

Man bestimmt die höchsten Wassermengen Q_{wm} und Q_{wm}, bei welchen ein Betrieb noch möglich ist. (Bei noch höheren Wassermengen werden alle Leerschüsse gezogen und neben der Senkung des Wasserspiegels treten alle anderen Rücksichten zurück.)

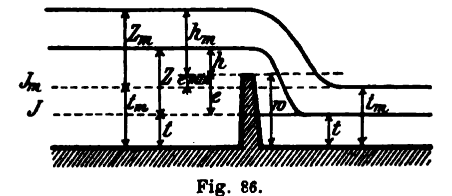


Fig. 86.

Man bestimmt zunächst für Q_a und die gewünschte Leistung N das nötige Gefälle H aus

$$N = 10\,Q_a\,H$$

und damit die nötige Wasser- bzw. Stauhöhe Z am Wehr (Fig. 86). Man bestimmt hierzu Q_w und findet mit einer Formel für Überfallwehre die Größen

Größen $\qquad h$ und $e = Z - h$

woraus sich $\qquad w = t + e$

ergibt. Mittels einer Stauformel untersucht man, ob durch den Stau Z Schädigungen von Oberliegern zu befürchten sind.

Ist dies nicht der Fall, so wiederholt man die Rechnung mit den Größen Q_m, Q_{am} und $Q_{wm} = Q_m - Q_{am}$. Man bestimmt aus Q_{wm} mit der Wehrbreite h_m, daraus Z_m und l_m. Werden diese Größen und damit der Stau für die Oberlieger ungünstig, so sucht man h_m durch Verbreiterung der Wehrkrone so weit herabzudrücken, bis der Stau keinen Schaden mehr anrichten kann.

3. Feste Grundwehrschwelle und Grundablaß.

Wenn bei einem beweglichen Wehr eine niedere feste Schwelle als Grundwehr vorhanden ist, diese aber am Grundablaß unterbrochen wird und der vergleichsweise enge Grundablaß bis auf die Flußsohle reicht, so wird man diese Vertiefung bei der Berechnung des Hochwasserdurchflusses bei gezogenen Schützen vielfach nicht berücksichtigen, sondern der Einfachheit halber rechnen, als ob der feste Wehrteil sich über die ganze Flußbreite erstreckte. Man rechnet so einfacher und sicherer. Ist aber der Grundablaß breit, so kann man natürlich diese Vereinfachung nicht machen. Man wird die Anlage dann nach der folgenden Methode als „kombiniertes Wehrsystem" behandeln müssen.

4. Kombiniertes Wehrsystem.

Im vorliegenden Fall (Fig. 87 und 88) liegen nebeneinander ein „festes Wehr" von der Höhe $Z + t - x$ und ein beweglicnes Wehr von der Höhe $x + a$, letzteres mit „Grund"schwelle von der Höhe $Z + t - (x + a)$.

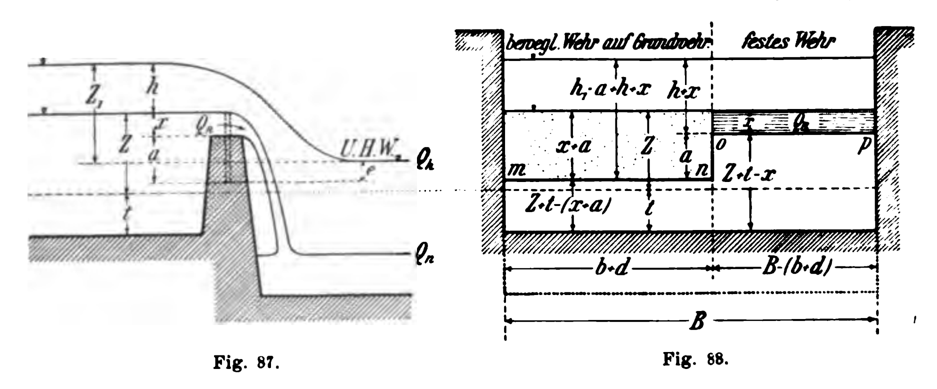


Fig. 87. Fig. 88.

Bei normalem Wasserstand fließe Q_n noch über den festen Wehrrücken und die Krone des beweglichen Wehrs liege in Höhe x des Wasserspiegels über dem festen Wehr.

Bei Hochwasser wird das bewegliche Wehr entfernt und das Wasser strömt mit der Höhe $Z_1 + a$ über das Grundwehr, mit der Höhe $h + x$

über das feste Wehr. Ferner sei

die Gesamtweite des beweglichen Wehrs . . . . b
die (reduzierte) Breite seiner sämtlichen Einbauten (Pfeiler usw.) d
somit seine Gesamtbreite . . . . $b + d$

und die Länge des festen Überfalls $B - (b + d)$, wenn B die Flußbreite ist.

Ferner liege die Krone $o\,p$ des „festen Wehrs" über $U.H.W.$, die Krone $m\,n$ des „Grundwehrs" unter $U.H.W.$

Dann wirkt die Strecke $b + d$ bei Hochwasser als Grundwehr, der Rest als vollkommenes Wehr.

Setzt man noch:

für Hochwasser

$$k_h = \zeta \frac{v_h^2}{2g} = 1{,}0 \cdot \frac{Q_h^2}{2\,g\,B^2\,(h + Z + t)^2} \qquad 3$$

für normales Wasser

$$k_n = \zeta \frac{v_n^2}{2g} = 1{,}0 \cdot \frac{Q_n^2}{2g\,[B - (b + d)]^2\,(t + Z)^2} \qquad 4$$

so erhält man zunächst für das feste Wehr bei normalem Wasserstand mit Gl. 29 von § 17:

$$Q_n = \frac{2}{3}\,\mu\,[B - b - d]\,\sqrt{2\,g}\,[(x + k_n)^{3/2} - k_n^{3/2}] \qquad 5$$

woraus mit $\frac{2}{3}\,\mu\,\sqrt{2g} = 1{,}85$

$$b = (B - d) - \frac{Q_n}{1{,}85\,[(x + k_n)^{3/2} - k_n^{3/2}]} \qquad 6$$

sich ergibt.

Für Hochwasser erhält man dann mit $h_1 = Z_1 + e$; $h_2 = Z_1$ entsprechend § 17, Gl. 36 mit $\mu_1 = \mu_2 = 0{,}62$ und mit § 18, Gl. 23:

$$Q_h = 1{,}85\,[B - b - d]\,[(h + x - k_h)^{3/2} - k_h^{3/2}] +$$
$$1{,}85\,b\,[(Z_1 + k_h)^{3/2} - k_h^{3/2}] + 2{,}35\,e\,b\,\sqrt{Z_1 + k_h} \qquad 7$$

Durch Versuchsannahmen von x berechnet man aus Gl. 6 den Wert b, setzt x und b in Gl. 7 ein, bis der gefundene Wert von Q_h mit dem gegebenen genügend genau übereinstimmt (nach Österr. Ing.- und Arch.-Kal. 1911).

5. Veränderlichkeit von Q mit h bei Wehren.

Die Gleichung $Q = {}^2/_3\,\mu\,b\,h\,\sqrt{2\,g\,h}$

kann für konstante b geschrieben werden:

$$Q = c\,h^{3/2}$$

Wächst Q auf $m\,Q$, so möge dadurch h auf $x\,h$ anwachsen, man erhält also

$$m\,Q = c\,(x\,h)^{3/2} \qquad 8$$

woraus sich

$$m^{2/3} = x \qquad 9$$

ergibt. Man erhält für alle Überfallformeln passend:

$m =$	2	5	10	20	50	100
$x =$	1,59	2,92	4,64	7,37	13,57	21,55

Fließen z. B. bei einem Wehr von 175 m Breite bei $h = 0{,}05$ m $Q = 1{,}8 \cdot 175 \cdot 0{,}05^{3/2} = 3{,}52$ cbm über, so braucht man zum 50fachen Betrag, d. h. zu 176 cbm

$$13{,}57 \cdot 0{,}05 = 0{,}68 \text{ m}$$

Überströmungshöhe. Vgl. auch das Beispiel unter Nr. 6.

6. Erbreiterung eines Flusses an Wehren.

Um die Wehrüberströmung bei Hochwasser und damit die Höhe der Dämme und Mauern zu verringern, pflegte man früher vielfach die Wehre schief zu legen, heute zieht man meist senkrechte, bewegliche Wehre, eventuell mit Erbreiterung der Flüsse an Wehrstellen vor.

Wir gehen aus von der Gleichung:

$$Q = c\, b\, h^{3/2}$$

Einer Erbreiterung des Wehrs von b auf $n\, b$ möge eine Verminderung von h auf $\frac{h}{y}$ entsprechen, es ist also mit $Q =$ konst.:

$$Q = c\,(n\, b) \left(\frac{h}{y}\right)^{3/2} \qquad 10$$

woraus sich

$$n = y^{3/2} \text{ oder } n^{2/3} = y \qquad 11$$

ergibt. Man erhält hiermit folgende Zusammenstellung:

Tabelle 61.

n	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00
$1 : y$	1,00	0,86	0,76	0,69	0,63	0,58	0,54	0,51	0,48
y	1,00	1,16	1,31	1,45	1,59	1,72	1,84	1,96	2,08

Beispiel. An einem festen, quer über den Fluß liegenden Wehr überströmt das N.W. mit 0,10 m Höhe.

Wie hoch würde das H. W. mit dem 100fachen Betrag des N.W. überströmen, wenn das Wehr 2mal so lang als die normale Flußbreite wäre?

Antwort:

Für $m = 100$ ist $x = 21{,}55$ (s. Nr. 5)
$n = 2$ ist $1 : y = 0{,}63$

Damit erhält man eine Überströmungshöhe

$$h = 0{,}10 \cdot 21{,}55 \cdot 0{,}63 = 1{,}358 \text{ m}.$$

So läßt sich also durch Anlage eines schiefen festen Wehrs der Wasserstand innerhalb bestimmter Grenzen einigermaßen regulieren und damit kann natürlich auch die Stauweite reguliert werden.

7. Wasserabsturz von einer Schwelle (Wasserkissen).

In der Zeit t Sekunden fällt ein Körper (genau genommen im luftleeren Raum) um den Weg

$$h = \frac{g}{2} t^2 = 4{,}905\, t^2 \qquad 8$$

Ein Wasserteilchen braucht also, um von a aus die Höhe h zu durchfallen, die Zeit

$$t = \sqrt{\frac{h}{4{,}905}} \qquad 9$$

Seine Bewegung im horizontalen Sinn ist in der Zeit t

$$l = u t = u \sqrt{\frac{h}{4{,}905}} \qquad 10$$

Für ein Wasserteilchen bei d gilt:

$$t_1 = \sqrt{\frac{h + h_1}{4{,}905}} \qquad 11$$

und

$$l_1 = u t_1 = u \sqrt{\frac{h + h_1}{4{,}905}} \qquad 12$$

Die Geschwindigkeit des von a ausgegangenen Wasserteilchens ist bei seinem Auftreffen am Boden

horizontal u

vertikal $v = g t$

also die resultierende Geschwindigkeit

$$v_r = \sqrt{u^2 + g^2 t^2} \qquad 13$$

und ihre Richtung zur Horizontalen aus $\operatorname{tg} \alpha = \frac{v}{u}$ bestimmbar.

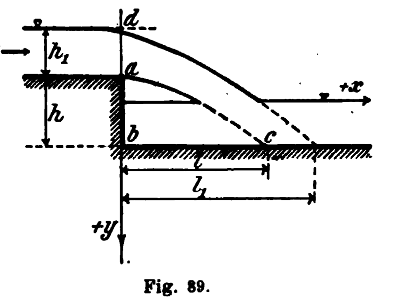


Fig. 89.

Ebenso rechnet man für das Wasserteilchen bei d.

Mittels dieser Formeln kann man die Länge von Wasserkissen bei Wehren und durch Benutzung der Werte v_r und $\operatorname{tg} \alpha$ ihre Beanspruchung berechnen.

8. Grundwehr mit vorgeschriebener Oberwasserhöhe ohne Flußerbreiterung am Wehr. Gesucht w.

In einem Fluß mit der Wassermenge Q und der normalen Wassertiefe T_1, der Breite b soll ein Grundwehr (Fig. 90) eingebaut werden, wobei der Oberwasserspiegel die Höhe T_0 nicht übersteigen darf.

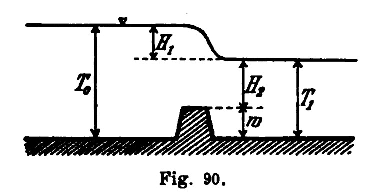


Fig. 90.

Wie groß darf w werden?

Gl. 36 des § 17 gibt mit $\mu_1 = \mu_2 = 0{,}62$ und den Beziehungen nebenstehender Figur:

$$Q = 1{,}85 \cdot b \sqrt{H_1^3} + 2{,}35\, b \cdot H_2 \sqrt{H_1}$$

setzt man nun:

$$H_1 = T_0 - T_1 \qquad H_2 = T_1 - w$$

so kommt:

$$Q = 1{,}85\, b \sqrt{(T_0 - T_1)^3} + 2{,}35\, b\, (T_1 - w) \sqrt{T_0 - T_1}$$

woraus sich:

$$w = \frac{Q - 1{,}85\, b\, (T_0 - T_1)^{1/2} \cdot (T_0 - 2{,}35\, T_1)}{2{,}35\, b\, (T_0 - T_1)^{1/2}} \qquad 14$$

als zulässige Höhe des Grundwehrs ergibt. Dieses Resultat wäre nun mittels der genaueren Formeln zu prüfen bzw. zu verbessern.

9. Grundwehr mit vorgeschriebener Oberwasserhöhe mit Flußerbreiterung am Wehr. Gesucht b.

In einem Fluß soll ein Grundwehr von der Höhe w eingebaut werden. Durch eine Erbreiterung des Flusses (Fig. 92) am Wehr soll bewirkt werden, daß das Hochwasser Q später eine bestimmte Höhe nicht überschreitet. Wie lang muß das Wehr sein? (NB.! Der Einfachheit halber wird das Vorhandensein eines Grundablasses nicht berücksichtigt.)

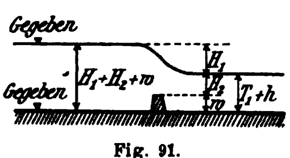


Fig. 91.

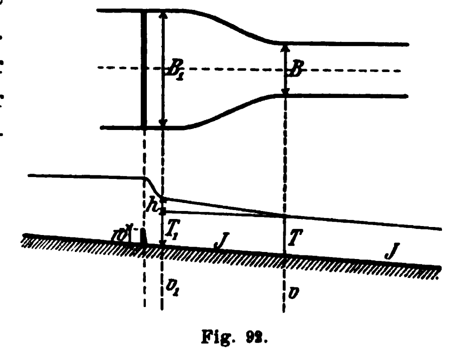


Fig. 92.

Man berechnet für Q und verschiedene B_1 bei dem gegebenen Flußgefälle J die Werte T_1 und v_1 und das zugehörige

$$h = \zeta \cdot \frac{v^2 - v_1^2}{2g} \text{ mit } \zeta = 1{,}0 \qquad 15$$

(Man hat keine andere Wahl, als das Gefälle J zugrunde zu legen, obwohl diese Annahme natürlich nicht einwandfrei ist.) Die Resultate v_1 und $T_1 + h$ trägt man in zwei Kurven auf, wobei die B_1 Abszissen sind. Damit kann man zusammengehörige Werte von

$$H_2 + w = T_1 + h \qquad 16$$

und B_1 abgreifen und erhält, da $H_1 + H_2 + w$ gegeben, zusammengehörige Werte von H_1, H_2 und B_1 (Fig. 91 und 92). Man kann nun durch Versuchsrechnungen bestimmen, durch welche dieser zusammengehörigen Werte H_1, H_2 und B_1 die Näherungsgleichung

$$Q = 1{,}85 \cdot B_1 \sqrt{H_1^3} + 2{,}35 \cdot B_1 \cdot H_2 \sqrt{H_1}$$

befriedigt ist.

Anm. Man kann diese Aufgabe auch unter allmählicher Annäherung mit den Gleichungen von § 3, 2 lösen, vgl. [205] Aufgabe Nr. 267 und 268, das umgekehrte Problem.

10. Berechnung von Floßgassen.

Hierfür verwendet man die Formel von Dubuat. Gegeben sind der Ober- und Unterwasserspiegel, sowie J und die nötige Tiefe h_f. Gesucht ist L und h. Man hat:

$$\left.\begin{array}{l} h = \frac{1}{2g}\frac{v^2}{\mu^2} + h_f \quad \text{woraus sich mit } \mu = 0{,}87 \quad h = 0{,}7\, v^2 + h_f \\ L = \frac{H - (h - h_f)}{J} \end{array}\right\} 17$$

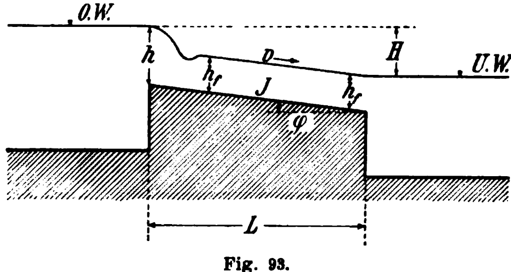


Fig. 93.

ergibt. Man setze $h_{f_{min}} = 0{,}45$; $h_{f_{mittel}} = 0{,}60$ m; J im Mittel $= 0{,}005$*); v berechnet sich in üblicher Weise.

11. Berechnung von Streichwehren.

Hierfür hat Forchheimer [66] S. 320 eine Methode abgeleitet, deren Schlußformeln wir im folgenden wiedergeben. — Es bedeute bei wagrechter Wehrkrone:

q den Erguß pro laufenden Meter Streichwehr,
Q die oberhalb und Q_0 die unterhalb des Streichwehrs fließende Wassermenge,
x die Länge des Streichwehrs,

*) Floßgassen haben vielfach konkaves Längenprofil.

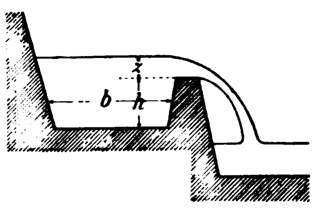


Fig. 94.

b die mittlere Grabenbreite,
h die Höhe der Streichwehrkrone über Grabensohle,
k den Rauhigkeitskoeffizienten für das Gerinne,
z die Überströmungshöhe an beliebiger Stelle, und
z_0 die (nicht durch örtliche Umstände gegebene) Überströmungshöhe am unteren Ende des Streichwehrs, so ergibt sich für das Verhältnis:

$\frac{z}{h}$ =	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
die Funktion; $\Phi\left(\frac{z}{h}\right)$ =	0,00137	0,00856	0,0261	0,0590	0,113	0,196	0,315	0,479	0,700	0,990

Zur Interpolation haben wir die Funktionskurve in Tafel VIII graphisch aufgetragen. Aus ihren Werten erhält man mit dem speziellen gegebenen Wert $\frac{z_0}{h}$ und der Gleichung:

$$k^2 b^2 h^{11/2}\left[\Phi\left(\frac{z}{h}\right) - \Phi\left(\frac{z_0}{h}\right)\right] = Q^3 - Q_0^3 \qquad 18$$

den Wert $\Phi\left(\frac{z}{h}\right)$. Aus der obigen graphischen Auftragung erhält man $\frac{z}{h}$ und z. Letzteren Wert setzt man mit $\mu = 0{,}62$ in der Gleichung:

$$Q - Q_0 = \frac{\mu\sqrt{2g}}{3}\left\{z_0^{3/2} + z^{3/2} - \frac{x}{4b^2k^2}\left(\frac{2^{1/2}Q^2}{(h+z)^3} - \frac{z_0^{1/2}Q_0^2}{(h+z_0)^3}\right)\right\}\cdot x \qquad 19$$

ein und bestimmt hieraus die Streichwehrlänge x.

Beispiel. Ein rechteckiger Kanal von 2,0 m Wasserhöhe, 30 m Breite, führt bei $J = 0{,}0009$ $m = 1{,}5$ (Kutter), $Q_0 = 116$ cbm (bei $v = 1{,}94$ m). Die zufließende Wassermenge beträgt zuzeiten $Q = 150$ cbm und es soll der Überschuß $Q - Q_0 = 34$ cbm durch ein horizontales Streichwehr abgeleitet werden. Wie lang muß dieses sein, wenn angenommen ist, daß der Wasserspiegel an seinem unteren Ende noch $z_0 = 0{,}15$ m über der Streichwehr Schwelle steht?

Aus den gegebenen Größen folgt $F = 60$, $U = 34$, $P = 1{,}77$, $k = 47{,}5$ und man hat $Q = 150$, $Q_0 = 116$, $b = 30$, $h = 1{,}85$, $z_0 = 0{,}15$. Man erhält

$$z_0 : h = 0{,}15 : 1{,}85 = 0{,}081 \text{ und aus der Kurve } \Phi\left(\frac{z_0}{h}\right) = 0{,}0057$$

Setzt man diese Werte in Gl. 18 ein, so ergibt sich:

$$47{,}5^2 \cdot 30^2 \cdot 1{,}85^{11/2}\,\Phi\left(\frac{z}{h}\right) = 47{,}5^2 \cdot 30^2 \cdot 1{,}85^{11/2} \cdot 0{,}0057 + 150^3 - 116^3$$

woraus

$$\Phi\left(\frac{z}{h}\right) = 0{,}036 \text{ und mit der Kurve } \frac{z}{h} = 0{,}18$$

und

$$z = 0{,}18 \cdot 1{,}85 = 0{,}33 \text{ m} \quad h + z = 2{,}18$$

Berechnet man ein Profil für $Q = 150$, $b = 30$, $J = 0{,}0009$, $m = 1{,}5$, so ergibt sich als Wassertiefe $h = 2{,}47$. Die Differenz 2,37—2,18 = 0,19 m ist die Absenkung, welche das Streichwehr im Profil hervorruft.

Mit den Werten für z und $h + z$ gibt Gl. 19:

$$34 = 0{,}93 \left\{ 0{,}15^{3/2} + 0{,}18^{3/2} - \frac{x}{4 \,.\, 900 \,.\, 2256} \left(\frac{0{,}18^{1/2} \,.\, 150^2}{2{,}18^3} - \frac{0{,}15^{1/2} \,.\, 112^2}{2^3} \right) \right\} x$$

$$34 = 0{,}1246\, x - 0{,}000035\,97\, x^2$$

$$x^2 - 3464\, x + 94515 = 0$$

woraus

$$x = 28 \text{ m.}$$

12. Notauslässe bei Städtekanalisationen.

Bei Notauslässen von städtischen Kanalisationen pflegt man (Ö. Z. 1893, S. 633 und Ge 1909, S. 93 ff.) die sehr nahe zutreffende Annahme zu machen, daß die Überfallkrone und der Überfallspiegel $c\,a$ parallel zueinander und zur Gerinnesohle liegen. Die Überfallhöhe H läßt sich folgendermaßen bestimmen:

Von der Gesamtwassermenge Q soll der Betrag $Q_n = Q - (m + 1) \cdot q$, wo $m = 2 \div 9$ gesetzt wird und q die Brauchwassermenge bedeutet, durch den Notauslaß abfließen. Die Menge $Q_x = Q - Q_n$ soll im Kanalnetz weiterlaufen. Auf die Länge l des Notauslasses wird in der Regel das Profil D

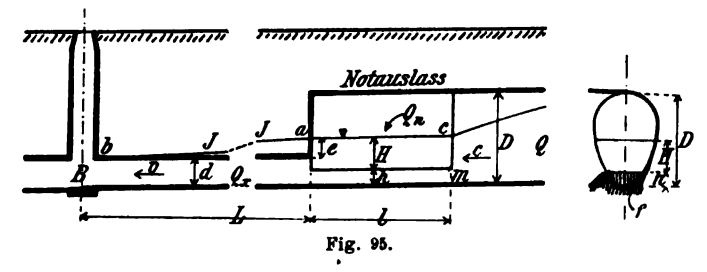


Fig. 95.

soweit möglich unverändert durchgeführt, so daß dann im Teilquerschnitt f (Fig. 95 rechts) Q_x unter der mittleren Druckhöhe $\frac{h}{2} + H$ fließt. Die der Wassermenge Q_x entsprechende Höhe h kann man für verschiedene Profile aus den Tafeln VI und VII berechnen.

Angenommen wird, daß die Drucklinie $a\,b$ im nächsten Einsteigschacht den Kanalscheitel wieder erreicht. Unter Umständen muß man aber eine kürzere Strecke wählen. Nunmehr wird das Profil d so angenommen, daß

1. der Überdruck e bei A keinen schädlichen Rückstau in etwaige Hausentwässerungen bewirkt. Im übrigen können Profile aus gutem Material die hier in Betracht kommenden Rückstauhöhen anstandslos ertragen;

2. die im Profil d herrschende Geschwindigkeit v die zulässigen Grenzen nicht überschreitet;

Aus dem den Größen d und Q_x entsprechenden Druckliniengefälle J und dem Gefälle J_1 des Kanals vom Durchmesser d ergibt sich $e = J \cdot L - J_1 \cdot L$ und damit wird

$$H = e + d - h \qquad 20$$

Der Abfluß über dem Notauslaß soll in solcher Spiegelhöhe erfolgen, daß er nicht durch Rückstau aus dem Vorfluter behindert wird. Zu Hochwasserzeiten kann es — namentlich in ebenem Gelände — vorkommen, daß der Notauslaß als Grundwehr wirken muß. Der Wert H ist unter Umständen mit Rücksicht auf vorstehendes zu wählen bzw. abzuändern.

Zur Berechnung von l kann man die üblichen Überfallformeln verwenden, z. B. für die Annahme $c = 0$ die Gl. 31 usw. des § 17 oder, wenn das Wasser dem Notauslaß in schiefer Richtung mit der Geschwindigkeit c zufließt, Gl. 29 und 36 des § 17, wobei

$$k = \frac{(c \cdot \sin \alpha)^2}{2g} \qquad 21$$

gesetzt werden mag, wenn das ankommende Wasser die Schwelle unter dem Winkel α trifft.

Setzt man $\frac{2}{3}\mu = 0{,}45$, so erhält man die einfachen Formeln:

$$l = \frac{Q_n}{2\left[(H + k)^{3/2} - k^{3/2}\right]} \qquad 22$$

beziehungsweise

$$l = 0{,}5\,\frac{Q_n}{H^{3/2}} \qquad 23$$

Ergibt sich l größer bzw. H kleiner, als man sie braucht, so wird man durch Verkleinerung von d die Werte e und H vergrößern und damit l zu verkleinern suchen. — Notauslässe können natürlich auch als Grundwehre wirken. Dann sind die entsprechenden Formeln zu verwenden.

Die vorstehende Berechnung ist natürlich nicht ganz genau, weil die Annahme bezüglich der Drucklinie J willkürlich ist. Bei größeren Anlagen empfiehlt sich die Anwendung des Forchheimerschen Verfahrens zur Streichwehrberechnung, wobei jedoch $z \neq z_0$ ist.

13. Heberüberfälle.

Statt der Überfälle kommen bei Stauwerken bisweilen Heberanlagen zur Verwendung. Man kann sie berechnen nach der Formel:

$$Q = \zeta F \sqrt{2gh} \qquad 24$$

wo F der Heberquerschnitt, h die Spiegeldifferenz zwischen Ober- und Unterwasser und ζ ein Koeffizient ist, der bei abgerundeten Einlaufteilen mindestens gleich 0,5 gesetzt werden kann (vgl. D. B. 1910, S. 222).

§ 20. Koeffizientenwerte bei Überfällen.

Überfälle besitzen eine große Bedeutung zur Messung von Wassermengen*). Auch bei den zu anderen Zwecken erbauten Wehren interessiert die Menge des überfallenden Wassers. In vielen Fällen sind jedoch die in § 17 gegebenen Näherungsformeln nicht genau genug. Es sind deshalb äußerst zahlreiche Versuchsreihen vorgenommen worden, um für die wichtigsten Fälle und Formen möglichst genaue Koeffizienten zu gewinnen.

Wenn irgend möglich, sollte man stets vollkommene Überfälle ohne Seitenkontraktion benutzen, weil ihre Wirkungsweise einfacher ist und das Verhältnis $B:b$ nicht auftritt.

Muß man Ponceletüberfälle ($B > b$), Figur 98, anwenden, so wähle man für Wassermengen von 5—25 sl $b = 0{,}25$, von 25—150 sl $b = 0{,}5$ und für größere Mengen $b = 1{,}00$ m (eventuell mehr). Wir raten von ihrer Verwendung dringend ab, wenn die Wassermengen so stark schwanken, daß eine Überflutung der Kanten außerhalb des Ausschnitts b stattfindet. Dann verwendet man besser die in [204] Bd. 1, S. 199 beschriebene, vom Verfasser angewandte Konstruktion.

Die Kanten der Wehre müssen gerade gearbeitet, genau wagrecht und senkrecht gerichtet und von der Luftseite her scharf abgeschrägt sein, was man am besten durch einen bearbeiteten Metallrahmen erreicht. Wenn möglich, sollte das Zuflußgerinne den 6fachen Querschnitt des Wasseraustrittsquerschnitts besitzen.

Zum Vorhandensein vollständiger Kontraktion gilt als erforderlich, daß die Kanten der Öffnung mindestens um das $1 \div 1^1/_2$fache der kleinsten Öffnungsabmessung von der nächsten Wand entfernt seien.

Die Überfallhöhe muß 1,5—2,0 m hinter der Schwelle gemessen werden und der Unterwasserspiegel soll reichlich tief unter der Schwelle liegen. Auch muß man vermeiden, zu kleine Überfallhöhen zu bekommen, sonst verwendet man besser Bazinüberfälle, weil sich dabei μ nur für kleinere Breiten stark mit B ändert und dies in geringerem Maß als bei Ponceletüberfällen.

Die Stadt Wiesbaden verwendet eine Überfallform, bei welcher die Überfallmengen proportional den Überfallhöhen sind.

Über Überfälle zur Entnahme von Wasser aus Flüssen usw. vgl. Monitore tecnico vom 10. April 1907.

Wir geben im folgenden eine Anzahl von Versuchs- und Messungswerten.

A. Vollkommene Überfälle **mit** Seitenkontraktion.

Legt man hier auf genaue Resultate Wert, so sollte man von der Anordnung und den Maßen der Versuchsgerinne möglichst wenig abweichen.

*) Über ein chemisches Verfahren vgl. Das Wasser 1913, S. 60.

Diese Einschränkung erschwert daher die Verwendung von Überfällen mit Seitenkontraktion.

Die nachstehend angeführten Koeffizienten beziehen sich auf Fig. 97 und 98 sowie auf die Gleichung:

$$Q = m\,b\,h\,\sqrt{2\,g\,h} \qquad 1$$

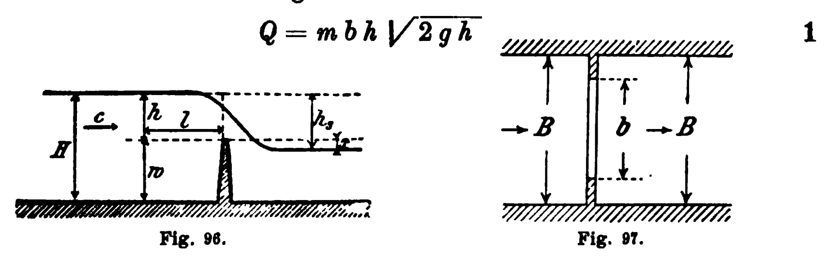


Fig. 96. Fig. 97.

Allgemein kann man hierzu sagen: der Koeffizient m nimmt ab mit wachsender Tiefe h, er nimmt zu mit wachsender Breite b und zwar geschehen beide Änderungen anfangs rasch, dann langsamer.

a) Frese fand bei $l = 5$ m, $b_{max} = 5{,}5$ m für $0{,}1 < h < 0{,}6$; [70] S. 1285:

$$m = \frac{2}{3}\left(0{,}5755 + \frac{0.017}{0{,}18 + h} - \frac{0{,}075}{1{,}2 + b}\right) \cdot \left\{1 + \left[0{,}25\left(\frac{b}{B}\right)^2 + 0{,}025 + \frac{0{,}0375}{\left(\frac{h}{H}\right)^2 + 0{,}02}\right] \cdot \left(\frac{h}{H}\right)^2\right\} \qquad 2$$

Das $b_{max} = 5{,}5$ des Versuchs darf in der Praxis ziemlich erheblich überschritten werden. Dagegen entsprechen sich folgende nicht zu überschreitende Grenzwerte: für $h = 0{,}2$ $b_{min} = 0{,}1$ und für $h = 0{,}6$ $b_{min} = 0{,}5$. Auch die folgenden Zahlen sind zusammengehörige obere Grenzwerte der Versuche, über welche man bei der Freseschen Formel nicht wesentlich hinausgehen sollte.

$\frac{h}{H} =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,7	1,0
$\frac{b}{B} =$	0,9	0,8	0,7	0,5	0,3	0,2	0,1

b) Kinzer fand bei Versuchen an der Wiener Hochquelleitung mit $B = 1{,}377$ m, $b = 0{,}2$; 0,4; 0,6; 0,8 und 1,0 m, ferner für $h = 0{,}044$—$0{,}246$ bei $c = 0{,}012$—$0{,}237$ und Messungen 1 m oberhalb der Schwelle mit der Gleichung

$$Q = m\,b\left(h + \frac{c^2}{2g}\right)^{3/2} \cdot \sqrt{2g} \quad \text{wobei } c = \frac{Q}{BH} \qquad 3$$

den Koeffizienten:

$$m = 0{,}4342 + 0{,}009\,\frac{b}{B} - 0{,}0777\,\frac{h}{H} \qquad 4$$

Die Überfälle waren nach außen abgeschrägt und hatten scharfe Kanten aus Zinkblech; der Strahl war gelüftet. Die Gl. 4 behält Gültigkeit bis zu

den kleinsten Werten von h. Diese Formeln ergaben sehr gute Übereinstimmung mit den Resultaten der direkten Messung [116].

B. Vollkommene Überfälle ohne Seitenkontraktion.

1. Auch hier müssen die Anordnungen der Versuchsgerinne, an welchen die Formeln abgeleitet wurden, soweit als irgend möglich beibehalten werden. Insbesondere ist natürlich zu vermeiden: Entstehung von Seitenkontraktion und Bildung eines unvollkommenen Überfalls. Außerordentlich wichtig ist reichliche Lüftung der Strahlunterfläche, da sonst die Koeffizienten sich bis um 15 % ändern können. Wird die Höhe der Überfallwand oder des Strahls oder beider größer, als die Formeln angeben, so empfehlen sich Kontrollmessungen mit dem Flügel.

Das Schweizerische Hydrometrische Bureau stellt die Kanalwandungen aus sorgfältig geglättetem Beton, die Überfallwände aus vollkommen glatten, armierten, 7 mm dicken Blechtafeln mit (nach Bazin) horizontaler nicht abgeschrägter oberer Abgrenzungsfläche her. Die Pegel stehen am besten in seitlich angebrachten, mit den Kanälen ohne Hindernis kommunizierenden Gefäßen.

2. Die folgenden Ergebnisse gelten sämtlich für einen auf der Rückseite gelüfteten Strahl mit freiem Fuß und für die Gl. 1:

$$Q = m\,b\,h\sqrt{2\,g\,h}$$

a) Bazin arbeitete mit $b = 2{,}10$ m, scharfer Überfallkante und erhielt [15] S. 225 für $0{,}1 < h < 0{,}6$ m bei guter Lüftung vgl. § 17 Gl. 49 mit $\nu = {}^2/_3\,\mu$

$$m = \nu\left[1 + 0{,}55\left(\frac{h}{h+w}\right)^2\right],\ \text{wo „mit genügender Annäherung"}\ \nu = 0{,}405 + \frac{0{,}003}{h} \qquad 5$$

Tabelle 61 enthält die Berechnung dieser Werte, die auffallenderweise nicht ganz gesetzmäßig verlaufen, vgl. die späteren Bemerkungen. Einen vereinfachten Spezialwert dieser Formel für $0{,}1 < h < 0{,}3$ bildet die Gleichung:

$$m' = 0{,}425 + 0{,}212\left[\frac{h}{h+w}\right]^2 \qquad 6$$

Ihren Fehler gibt Bazin mit maximal $\pm\, 2 \div 3$ % des wahren Werts an. Eine bequeme Zusammenstellung der Bazinschen Resultate gibt Gravelius in der Z. G. K. Bd. III, S. 162 ff.

Hansen vermutet, daß sich bei den Versuchen Bazins Störungen eingeschlichen hätten, so daß ihre Wahl bei der Berechnung des Nutzeffekts von Turbinen von Nachteil für den Fabrikanten sei. Dies scheinen die neuen Versuche Rehbocks, etwa bis zur Grenze $h = 0{,}3$ m hinauf, zu bestätigen. Auch die Werte von Frese sind durchweg kleiner als die Bazinschen Zahlen (vgl. unter f).

b) Frese arbeitete mit scharfer Kante, guter Lüftung, $b < h$ und $0{,}5 < b > 5{,}5$ m ferner $0{,}1 < h < 0{,}6$. Er maß die Höhen 5 m hinter der Schwelle und erhielt:

$$m = \left[0{,}410 + \frac{0{,}0014}{h}\right]\cdot\left[1 + 0{,}55\left(\frac{h}{h+w}\right)^2\right] \qquad 7$$

Frese empfiehlt, stets innerhalb der Grenze $0{,}1 < h < 0{,}6$ zu bleiben.

Bazinsche Tafel für die Werte des Koeffizienten *m*.

Tabelle 62. (A. P. C. 1888, Nr. 52, S. 446.)

h in m	Werte des Koeffizienten *m* für verschiedene Größen von *w* in Metern									Grenzwert. Koeffizient ν
	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,80	1,00	1,50	2,00	
0,05	0,458	0,453	0,451	0,450	0,449	0,449	0,449	0,448	0,448	0,4481
0,06	0,456	0,450	0,447	0,445	0,445	0,444	0,443	0,443	0,443	0,4427
0,07	0,455	0,448	0,445	0,443	0,442	0,441	0,440	0,440	0,439	0,4391
0,08	0,456	0,447	0,443	0,441	0,440	0,438	0,438	0,437	0,437	0,4363
0,09	0,457	0,447	0,442	0,440	0,438	0,436	0,436	0,435	0,434	0,4340
0,10	0,459	0,447	0,442	0,439	0,437	0,435	0,434	0,433	0,433	0,4322
0,12	0,462	0,448	0,442	0,438	0,436	0,433	0,432	0,430	0,430	0,4291
0,14	0,466	0,450	0,443	0,438	0,435	0,432	0,430	0,428	0,428	0,4267
0,16	0,471	0,453	0,444	0,438	0,435	0,431	0,429	0,427	0,426	0,4246
0,18	0,475	0,456	0,445	0,439	0,435	0,431	0,428	0,426	0,425	0,4229
0,20	0,480	0,459	0,447	0,440	0,436	0,431	0,428	0,425	0,423	0,4215
0,22	0,484	0,462	0,449	0,442	0,437	0,431	0,428	0,424	0,423	0,4203
0,24	0,488	0,465	0,452	0,444	0,438	0,432	0,428	0,424	0,422	0,4194
0,26	0,492	0,468	0,455	0,446	0,440	0,432	0,429	0,424	0,422	0,4187
0,28	0,496	0,472	0,457	0,448	0,441	0,433	0,429	0,424	0,422	0,4181
0,30	0,500	0,475	0,460	0,450	0,443	0,434	0,430	0,424	0,421	0,4174
0,32	—	0,478	0,462	0,452	0,444	0,436	0,430	0,424	0,421	0,4168
0,34	—	0,481	0,464	0,454	0,446	0,437	0,431	0,424	0,421	0,4162
0,36	—	0,483	0,467	0,456	0,448	0,438	0,432	0,424	0,421	0,4156
0,38	—	0,486	0,469	0,458	0,449	0,439	0,432	0,424	0,421	0,4150
0,40	—	0,489	0,472	0,459	0,451	0,440	0,433	0,424	0,421	0,4144
0,42	—	0,491	0,474	0,461	0,452	0,441	0,434	0,425	0,421	0,4139
0,44	—	0,494	0,476	0,463	0,454	0,442	0,435	0,425	0,421	0,4134
0,46	—	0,496	0,478	0,465	0,456	0,443	0,435	0,425	0,421	0,4128
0,48	—	—	0,480	0,467	0,457	0,444	0,436	0,425	0,421	0,4122
0,50	—	—	0,482	0,468	0,459	0,445	0,437	0,426	0,421	0,4118
0,52	—	—	0,483	0,470	0,460	0,446	0,438	0,426	0,421	0,4112
0,54	—	—	0,485	0,472	0,461	0,447	0,438	0,426	0,421	0,4107
0,56	—	—	0,487	0,473	0,463	0,448	0,439	0,427	0,421	0,4101
0,58	—	—	0,489	0,475	0,464	0,449	0,440	0,427	0,421	0,4096
0,60	—	—	0,490	0,476	0,466	0,451	0,441	0,427	0,421	0,4092

Die folgende Zusammenstellung gibt *m*-Werte nach Frese.

c) Hansen arbeitete mit Kanten, die auf 1,5 mm geschärft waren, und mit guter Lüftung. Ferner war $w = 0{,}514$ m, $b = 1{,}08$ und die Versuche erstreckten sich von $h = 82$ bis $h = 291$ mm. Nach dem Gang der Versuche kann die Formel zwischen $h = 51{,}4$ und $h = 360$ mm verwendet werden. Hansen erhielt:

$$m = \frac{0{,}41137}{1 - 0{,}35815 \sqrt{h^3}} \qquad 8$$

Tabelle 63.

h in m	$w = 0{,}25$	$w = 0{,}50$	$w = 0{,}80$	$w = 1{,}00$
0,10	0,443	0,430	0,427	0,424
0,15	0,451	0,431	0,425	0,423
0,20	0,462	0,436	0,426	0,423
0,30	0,483	0,447	0,432	0,427
0,40	0,500	0,459	0,439	0,433
0,50	0,514	0,470	0,447	0,438
0,60	0,530	0,480	0,455	0,445

d) Bazin hat sich auch eingehend mit speziellen Wehrformen beschäftigt. Eine wagrechte Wehrkrone kann nach seinen Untersuchungen vom Strahl erst dann berührt werden, wenn die Stärke e der vertikalen Stauwand größer als $\frac{h}{2}$ ist. Ist $e > \frac{2}{3} h$, so legt sich der Strahl stets auf und man erhält für eine scharfkantige Krone mit Gl. 6

$$m'' = \left(0{,}7 + 0{,}185 \cdot \frac{h}{e}\right) m' \qquad 9$$

Bei abgerundeten Kanten kann dieser Wert noch um maximal 14 % steigen.

Die folgenden Beispiele sind dem Aufsatz von Gravelius [82] entnommen. Bezeichnet man mit m den Koeffizienten, wie er bei scharfer Kante und freiem Strahl

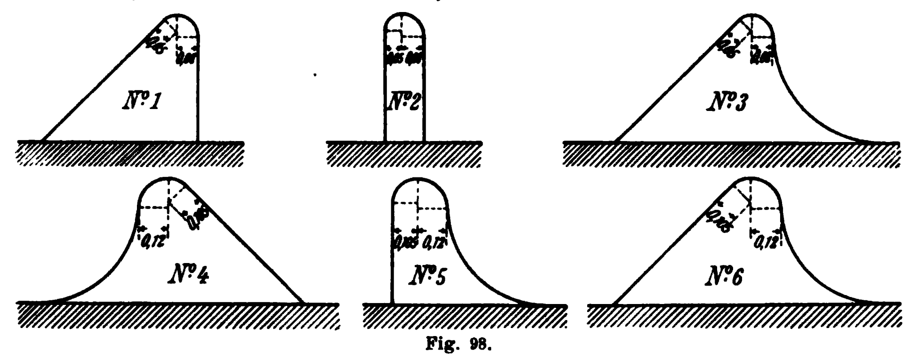


Fig. 98.

(Gl. 5) zutrifft und mit m_x den Koeffizienten für eine besondere Anordnung, so fand Bazin folgende Werte des Verhältnisses $m_x : m$ für sechs verschiedene Wehrtypen (Fig. 98, 1—6) von je 0,5 m Höhe:

Tabelle 64.

Strahlform	h in cm	Nr. 1	Nr. 2	Nr. 3	Nr. 4	Nr. 5	Nr. 6
anliegend	10	1,125	1,150	1,135	1,060	1,040	1,060
	15	1,210	1,240	1,210	1,130	1,125	1,130
	20	1,270	1,310	1,245	1,180	1,175	1,180
voll	25	1,280	1,320	1,285	1,225	1,230	1,230
	30	1,265	1,290	1,275	1,260	1,260	1,245
	35	1,240	1,235	1,240	1,285	1,250	1,240

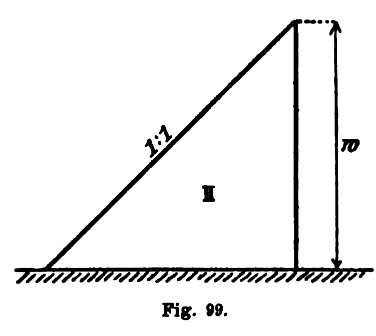


Fig. 99.

e) Die Bazinschen ergänzenden Versuche über die Beziehungen zwischen der Formel 1 für scharfe Wehrkanten und einigen in der Praxis üblichen Wehrformen veröffentlicht Gardner S. Williams in Eng. News 1911 (65), S. 38. Allerdings fehlen Angaben über die Art der Wassermessung. Zur Ermittlung der Abflußmenge bestimmt man zunächst die Überlaufmenge über ein „Bazinwehr" von gleichen b, w und h und multipliziert dann das Ergebnis mit dem aus untenstehender Tabelle sich für das betreffende h ergebenden Koeffizienten. Die Versuche umfaßten folgende Typen:

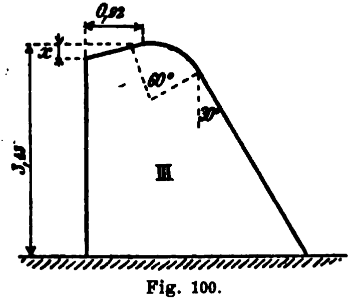


Fig. 100.

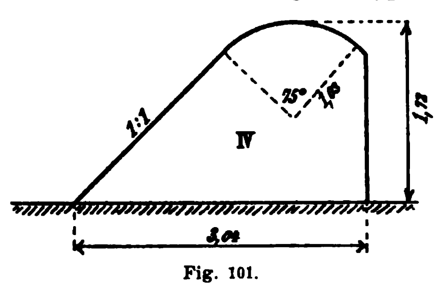


Fig. 101.

Tabelle 65.

h in m	Type I							
	s = 0,146 m	s = 0,285 m	s = 0,50 m	s = 0,97 m	s = 1,80 m	s = 2,74 m	s = 3,75 m	s = 4,97 m
0,15	0,902	0,830	0,819	0,797	0,785	0,783	0,783	0,783
0,30	0,972	0,904	0,879	0,812	0,800	0,798	0,795	0,792
0,45	1,000	0,957	0,910	0.821	0,807	0,803	0,802	0,797
0,60	1,000	0,989	0,925	0,821	0,805	0,800	0,798	0,795
0,75	1,000	1,000	0,932	0,816	0,800	0,795	0,792	0,789
0,90	1,000	1,000	0,938	0,813	0,796	0,791	0,787	0,784
1,05	1,000	1,000	0,942	0,810	0,793	0,787	0,783	0,780
1,20	1,000	1,000	0,947	0,808	0,790	0,783	0,780	0,777

h in m	Type II		Type III			Type IV
	w = 2,03 m	w = 3,44 m	x = 0,23 m	x = 0,46 m	x = 0,92 m	
0,15	1,060	1,060	0,968	0,971	0,971	0,971
0,30	1,079	1,079	1,008	1,040	1,040	0,983
0,45	1,091	1,092	1,032	1.083	1,092	1,022
0,60	1,086	1,097	1,041	1,105	1,126	1.040
0,75	1,076	1,096	1,043	1,118	1,146	1,057
0,90	1,067	1,095	1,044	1,128	1,163	1,072
1,05	1,060	1,094	1,045	1,136	1,177	1,085
1,20	1,054	1,093	1,046	1,144	1,190	1,097

Type I. Rechteckiger Wehrkörper, wie Fig. 65, von der Dicke s.
Type II. Dreieckförmiges Wehr entsprechend Fig. 99.
Type III entsprechend Fig. 100.
a) für $x = 0{,}23$ m; b) für $x = 0{,}46$ m; c) für $x = 0{,}92$ m.
Type IV entsprechend Fig. 101.

Nach freundlicher Mitteilung von Oberbaurat Rehbock läßt die vergleichende Auftragung dieser Werte leider keine Gesetzmäßigkeit erkennen.

Vgl. hierzu auch den Aufsatz von Martin in Eng. News 1910 (64), S. 321 über Versuchsmessungen an großen festen Wehren.

f) Nachstehendes Ergebnis dürfte zur Beurteilung größerer Ausführungen von Interesse sein, da B rund 15 m betrug. Bei dem ohne Seitenkontraktion als vollkommenes Wehr arbeitenden Trommelwehr der Wasserkraftanlage Winau (Schweiz) [48] Tafel 34 ergab sich für $B = 14{,}94$ m $h = 0{,}915$ $Q = 26{,}082$ ($w = 2{,}5$) nach Gl. 1:

$$m = 0{,}450$$

Die Vertikalgeschwindigkeitskurven 2,75 m oberhalb der 2,4 m hohen, etwas stromabwärts geneigten Wehrwand waren dieselben, wie man sie in freien Wasserläufen findet.

Bei einer Wassertiefe von rund 3,30 m schwankte der Wert $v : v_0$ in den 11 gemessenen Vertikalen zwischen 1,071 und 0,745. Er betrug im Mittel 0,845. Dabei handelte es sich um ein regelmäßig rechtwinkliges künstliches Bett. Vgl. hierzu auch Eng. News 1910, Bd. 63, S. 481.

g) Die Rehbockschen Formeln*). Rehbock stellte seine Versuche in einer 500 mm breiten Rinne mit Überfällen ohne Seitenkontraktion und Wehrhöhen von 125, 200, 250 und 500 mm an. Sie dürften bezüglich ihrer Genauigkeit allen Anforderungen entsprechen. Der Wert h schwankte zwischen 0,01 und 0,18 m. Für die Dubuatsche Gleichung

$$Q = {}^2/_3\, \mu\, b\, h \sqrt{2 g h} \qquad 1$$

erhielt Rehbock für beliebige Wehrlängen den μ-Wert

$$\mu = 0{,}605 + \frac{1}{1050\, h - 3} + \frac{0{,}08\, h}{w} \qquad 10$$

Diese Formel ergibt nach Rehbock eine Genauigkeit von 0,005 zwischen den Grenzen $h = 0{,}02$ (eventuell 0,015) m und $h = 0{,}5$—$0{,}6$ m, „voraussichtlich aber noch bei weit größeren Überfallhöhen", „sofern noch der gelüftete Strahl mit freiem Fuß in einwandfreier Weise entsteht". Hiezu ist „eine gute Führung des Strahls durch beiderseitige parallele Wandungen bis zum Unterwasserspiegel hinunter und eine ausreichende Lüftung des Raums unter dem Strahl" nötig.

Es empfiehlt sich $h \leq 0{,}8\, w$ zu halten, was durch die Wahl eines genügend hohen Meßwehrs erreicht werden kann. Die Messung von h sollte wenigstens in der Entfernung $5\, h$ von der Wehrschneide erfolgen.

Für Überfallhöhen $h \gtreqless 0{,}02$ m besitzt nach Rehbock die Formel:

$$Q = b \sqrt{h} \left(0{,}003 + 1{,}79\, h + 0{,}23\, \frac{h^2}{w} \right) \qquad 11$$

„völlig ausreichende Genauigkeit".

*) Zeitschr. d. Verb. Deutscher Arch.- u. Ing.-Ver. 1913, Heft 1. — Zeitschr. f. Arch.- u. Ingenieurwesen 1913, Seite 129. — Handb. d. Ing.-Wiss. III. Teil, Bd. 2, S. 42 ff.

Die folgende Tabelle gibt nach R e h b o c k die Wassermengen in Sekundenlitern für $b = 1{,}00$ m.

Tabelle 66. Wehrüberfallmengen nach Rehbock.

Überfall-höhe h in m	Wehrhöhen w in Metern							
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0
0,02	5,7	5,6	5,6	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5
0,03	10,2	10,0	9,9	9,9	9,9	9,9	9,9	9,8
0,04	15,7	15,3	15,1	15,1	15,0	15,0	15,0	14,9
0,05	22,0	21,3	21,1	21,0	20,9	20,9	20,8	20,7
0,06	29,1	28,0	27,7	27,5	27,4	27,3	27,2	27,1
0,07	36,9	35,4	34,9	34,6	34,5	34,4	34,2	34,1
0,08	45,5	43,4	42,7	42,3	42,1	42,0	41,8	41,6
0,09	54,8	52,0	51,0	50,5	50,3	50,1	49,8	49,6
0,10	64,9	61,1	59,9	59,3	58,9	58,7	58,3	58,1
0,12	—	81,1	79,2	78,2	77,6	77,2	76,7	76,5
0,14	—	103,2	100,3	99,0	98,1	97,5	96,8	96,3
0,16	—	128	124	122	120	120	119	118
0,18	—	154	148	146	144	143	142	141
0,20	—	182	175	172	170	168	166	165
0,22	—	—	204	199	196	194	192	191
0,24	—	—	234	228	225	223	220	218
0,26	—	—	265	259	255	252	248	246
0,28	—	—	299	291	286	283	278	275
0,30	—	—	334	324	318	315	310	307
0,32	—	—	—	359	352	348	342	339
0,34	—	—	—	396	388	382	376	372
0,36	—	—	—	434	424	418	411	406
0,38	—	—	—	473	462	455	446	441
0,40	—	—	—	513	502	494	484	478
0,42	—	—	—	—	542	533	522	515
0,44	—	—	—	—	584	574	561	554
0,46	—	—	—	—	627	616	602	593
0,48	—	—	—	—	671	659	643	634
0,50	—	—	—	—	717	703	686	675
0,60	—	—	—	—	—	942	915	898

Von besonderem Interesse ist der von R e h b o c k durchgeführte Vergleich zwischen seinen Ergebnissen einerseits und denjenigen von H a n s e n und von B a z i n anderseits. R e h b o c k kommt zu dem Ergebnis, daß die Messungen H a n s e n s einen konstanten Fehler $\Delta h = 0{,}7$ mm enthalten müssen. Wird dieser berücksichtigt, so stimmen die H a n s e n schen Messungen vorzüglich mit den R e h b o c k schen. Dagegen zeigen „die B a z i n-schen Werte erhebliche Abweichungen von den wahren Werten, die sie bis zu

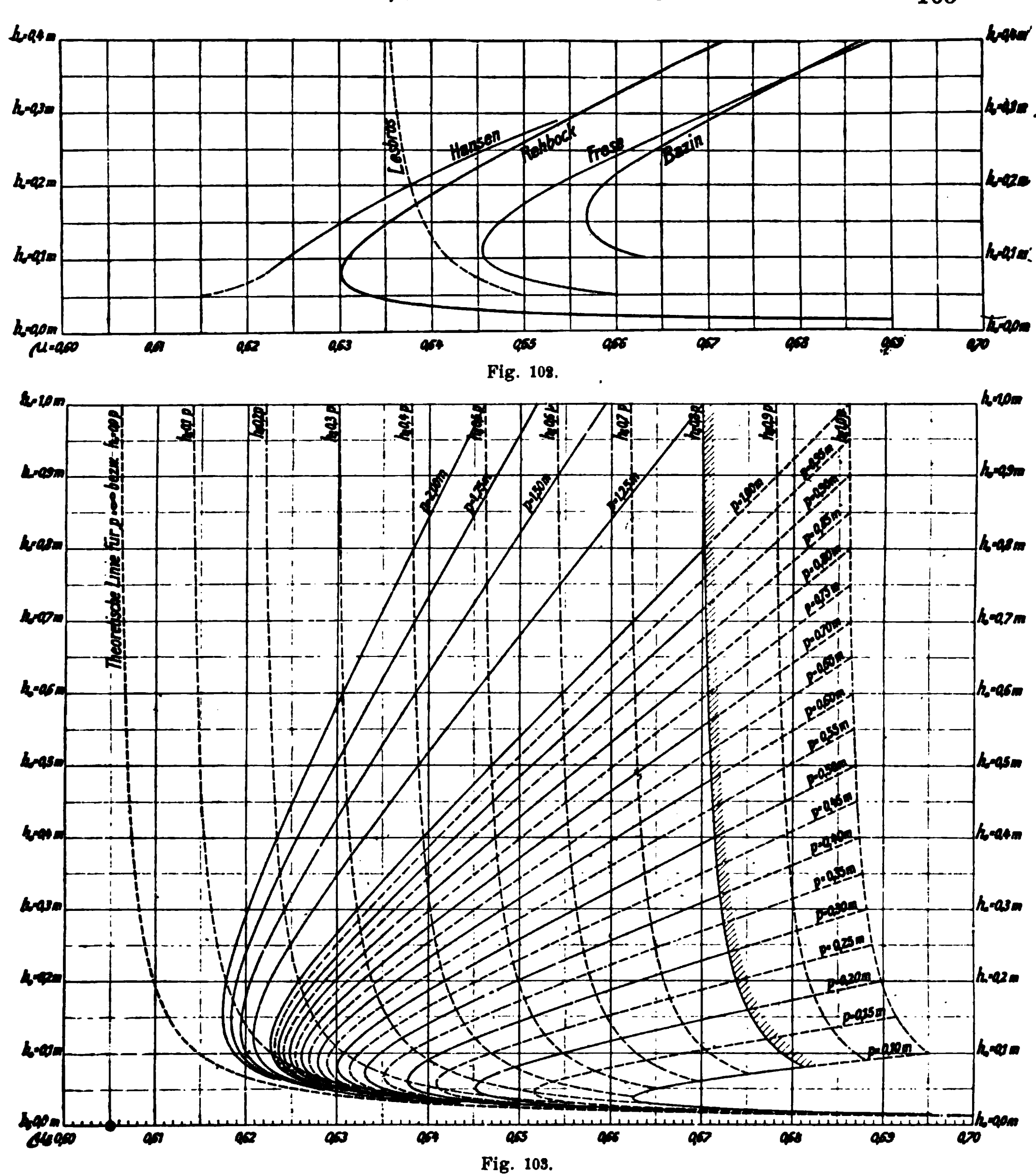


Fig. 102.

Fig. 103.

reichlich 6 % an Größe übertreffen". Die Zusammenstellung in Fig. 102 zeigt diese Verhältnisse deutlich. Eine Zusammenstellung der μ-Werte für verschiedene w gibt Fig. 103*).

*) Beide Figuren wurden uns vom Verfasser freundlich zur Verfügung gestellt. Vgl. Fußnote S. 163. Statt μ_0, p, h_0 schreiben wir μ, w, h.

Besondere Versuche Rehbocks ergaben das Ähnlichkeitsgesetz, „daß Versuche an Modellwehren in stark verkleinertem Maßstab zuverlässige Schlüsse auch auf wesentlich größere Verhältnisse zulassen".

Rehbock hat noch eine Reihe weiterer Wehrformen untersucht, von welchen wir die folgenden μ-Werte wiedergeben.

Tabelle 67.

	μ-Werte	Gültig für h-Werte von	Gültig für h-Werte bis	
Kreiszylinderwehr	$\mu = 0{,}55 + 0{,}22 \frac{h}{w}$	$0{,}1\,w$	$0{,}8\,w$	12
Dasselbe mit Vorböden	$\mu = 0{,}55 + 0{,}24 \frac{h}{w}$	$0{,}1\,w$	$1{,}0\,w$	13
S-förmiges Wehr mit Sturzbecken .	$\mu = 0{,}90 - 0{,}4 \left(1 - \frac{h}{w}\right)^2$	$0{,}1\,w$	$0{,}8\,w$	14
Wehr im Drac bei Grenoble . . . (breite ebene Krone)	$\mu = 0{,}79 - 0{,}6 \left(0{,}74 - \frac{h}{w}\right)^2$	$0{,}1\,w$	$0{,}9\,w$	15

Diese Werte gelten nur für Gl. 1 und innerhalb der angeführten Grenzen.

„Der Größtwert von μ liegt stets über 0,75 und erreicht oder übersteigt bei den Wehren mit gut abgerundeter Krone 0,85. Er kann sogar bis auf über 0,9 anwachsen."

Je größer h_{max} ist, desto größer sollte das zugehörige μ werden. Bei zylinderförmigen Wehrkronen ist deren Krümmungshalbmesser für große h_{max} ebenfalls groß zu wählen. Breite ebene Wehrkronen sind unzweckmäßig; μ steigt hier nicht über 0,79. Rundet man sie ab, so wächst dadurch μ um 11—20 %, was eine Abnahme von h um 7—11,5 % ergibt.

Ferner hat Rehbock die μ-Werte bestimmt für ein Schußwehr mit senkrechtem Oberwehr 3 : 2 Neigung des Unterwehrs und kreiszylinderförmiger Krone vom Radius r. Er fand für $w \geqq r$;

$$r \geqq 0{,}02 \text{ m} \quad \text{und} \quad h \leqq r\left(6 - \frac{20\,r}{w + 3\,r}\right)$$

$$\mu = 0{,}312 + \sqrt{0{,}30 - 0{,}01\left(5 - \frac{h}{r}\right)^2 + 0{,}09\frac{h}{w}} \qquad 16$$

Damit die Überfallhöhe bei Maximalabfluß möglichst niedrig ist, empfiehlt sich die Einhaltung folgender Bedingung:

$$h_{max} = r\left(6 - \frac{20\,r}{w + 3\,r}\right) \qquad 17$$

C. Schiefe Wehre.

Hierüber hat neuerdings Aichel im Karlsruher Laboratorium eingehende Versuche angestellt [2]. Er geht aus von der Gl. 48 in § 17, Seite 135.

Ist der spitze Winkel des Wehrs gegen die Flußachse ε, so erhält [redacted] die Überfallmenge des schiefen Wehrs für $b = 1$ durch Multiplikation der Gl. 48 in § 17 mit einem Koeffizienten

$$\psi = 1 - \frac{h}{\rho}$$

wobei Aichel folgende ρ-Werte fand*).

	für $\varepsilon =$	15	30	45	60	75	90°
bei $b = 0{,}25$**) m	$\rho =$	0,305	0,532	0,893	1,923	6,579	∞
bei $b = 0{,}50$ m	$\rho =$	0,362	0,700	1,250	2,275	6,579	∞

Auch ein trapezförmig aufwärts gekrümmtes gebrochenes Wehr wurde von Aichel untersucht. Bei einem gekrümmten Wehr der Form Fig. 76 (S. 141) fand Aichel, daß wenn der Bogen unter dem Tangentenwinkel $\varepsilon \geqq 45°$ am Ufer ansetzt, die Überlaufmenge ungefähr gleich derjenigen eines unter dem Winkel ε geneigten schiefen Wehres sei.

D. Grundwehre.

Es gelten hier die Bezeichnungen wie in Fig. 85, Seite 147.

a) Ist m der Wert des Abflußkoeffizienten für die Überströmungshöhe h_1 bei scharfer Kante und freiem Strahl, so ist das Verhältnis m_x bei Grundwehren nach Bazin:

$$\frac{m_x}{m} = 1{,}05\left(1 + 0{,}2\frac{h_1 - h_3}{w}\right)\sqrt[3]{\frac{h_3}{h_1}} \qquad 18$$

Für breite (nicht „lange") Wehrrücken gibt diese Gleichung nicht ganz befriedigende Ergebnisse.

b) Tolkmitt gibt zu Gl. 36 des § 17 (S. 134) folgende Werte an***):

1. bei gut abgerundeten Grundwehren	$\mu_1 = 0{,}8 - 0{,}85$ im Mittel 0,83	μ_2 etwa 0,67	19
2. bei breitem Sturzwehr von rechteckigem Querschnitt mit scharfen Kanten	$\mu_1 = 0{,}83$	$\mu_2 = 0{,}62$	20
3. bei einer Grundschwelle mit Griesständern oder Setzpfosten	$\mu_1 = 0{,}6 - 0{,}65$	$\mu_2 = 0{,}6 - 0{,}65$	21
4. bei einem Grundablaß, der bis zur Sohle des Wasserlaufs hinabreicht	$\mu_1 = 0{,}75 - 0{,}85$	$\mu_2 = 0{,}75 - 0{,}85$	22

Man vergleiche hierzu die angegebene Quelle.

c) Über die Versuche am Wiener Donaukanal vgl. Seite 134.

d) Amerikanische Versuche an Meßwehren finden sich in Eng. News 1910, Bd. 64, S. 174.

---

*) Nach der Darstellung Forchheimers [66] S. 316.

**) Vgl. hierzu das Ähnlichkeitsgesetz Rehbocks S. 166.

***) Handb. d. Ing.-Wiss., III. Teil, Bd. 2, 4. Aufl., S. 55.

e) Über die Bewegung des Wassers in gestaffelten Gerinnen (Wildbachschalen) hat Armani (Ö. Z. 1894, S. 585) Versuche veröffentlicht. Danach fand er:

I. Bei stromaufwärts verlandeten Schwellen von 0,3—0,5 m Höhe Gl. 29 von § 17 (S. 133) und bei Schwellen von 0,30 m Höhe von 0,38 m Unterwasserhöhe ab Gl. 36 desselben Paragraphen bestätigt. Es ergaben sich bei zahlreichen Messungen folgende Koeffizienten, wobei v_0 die Zuflußgeschwindigkeit bedeutet, welche an derselben Stelle wie h gemessen wird.

Tabelle 68.

v_0	μ	v_0	μ	v_0	μ	v_0	μ
0,5	0,450	1,1	0,615	1,7	0,677	2,3	0,712
0,6	0,495	1,2	0,624	1,8	0,687	2,4	0,717
0,7	0,527	1,3	0,639	1,9	0,690	2,5	0,725
0,8	0,555	1,4	0,652	2,0	0,696	2,6	0,729
0,9	0,578	1,5	0,660	2,1	0,702	—	—
1,00	0,597	1,6	0,670	2,2	0,703	—	—

Bei unvollkommenen Überfällen sind in Gl. 26 von § 17 (S. 130) für μ_1 die Werte μ Tabelle 68 und $\mu_2 = 0,71$ einzusetzen. Zur Vereinfachung der Berechnung bei rechteckigen Überfallprofilen gibt Armani statt Gl. 29 von § 17 die beiden Formeln

$$h = \sqrt[3]{\frac{Q^2(1-\mu^2)}{\mu^2 b^2}\,0{,}114679} \quad \text{und } b = \sqrt{\frac{Q^2(1-\mu^2)}{\mu^2 h^3}\,0{,}114679} \qquad 23$$

wo μ aus obiger Tabelle zu entnehmen ist.

II. Bei stromaufwärts nicht verlandeten Schwellen sind in Gl. 29 S. 133 die Koeffizienten der folgenden Tabelle einzusetzen:

Tabelle 69.

h	μ	h	μ	h	μ
0,10	0,520	0,25	0,512	0,40	0,510
0,15	0,517	0,30	0,512	0,45	0,510
0,20	0,513	0,35	0,510	0,50	0,509

Für rasche Berechnung kann die Formel

$$Q = \frac{\mu b h^{3/2}}{\sqrt{1-\left(\frac{\mu h}{h+t}\right)^2}}\,2{,}9529 \qquad 24$$

benutzt werden, in welcher μ die Werte der Tabelle 69 besitzt.

Abschnitt IV.

Stauberechnungen.

§ 21. Einleitung. Näherungsmethoden.

Die verschiedenen in der Praxis eingebürgerten Stauberechnungsmethoden gehen von Rechnungsgrundlagen aus, die sich nicht bei allen Methoden decken und nicht in allen Fällen (natürliche Flußläufe, künstliche Gerinne) gleichmäßige Berechtigung besitzen. Daher ergeben die verschiedenen Methoden voneinander abweichende Resultate. Da die Feststellung des Rauhigkeitskoeffizienten meist große Schwierigkeiten bietet, so wird man gut tun die Methoden von Schaffernak oder Ehrenberger zu bevorzugen, welche sich auf den Formeln von Lindboe bzw. Gröger aufbauen. Gegebenenfalls ist zu berücksichtigen, daß durch Verkiesung einer Flußsohle oberhalb eines Wehrs die Stauweite und Stauhöhe nachträglich noch zunehmen können.

Die Genauigkeitsgrenze einer Staukurvenberechnung wird an der Stelle liegen, wo der Einfluß der Wellenbildung die Stauhöhe z ohnehin überwiegen kann, also etwa bei $z = 3$—5 cm. Rühlmann berücksichtigt Stauhöhen bis herab zu $z = 0{,}01\,t$, wo t die ungestaute Wassertiefe bedeutet.

Im allgemeinen läßt man zur Vermeidung von Streitigkeiten zwischen zwei aufeinanderfolgenden Stauanlagen in ihrer Mitte ein Flußgefälle von etwa 10—15 cm unausgenutzt liegen.

Bei der Berechnung der Stauhöhe und Stauweite ist natürlich auch die Lamellenhöhe h des über ein Wehr überströmenden Wassers zu berücksichtigen (vgl. Fig. 104).

Wechseln die Flußbreiten usw. erheblich, so zerlegt man die in Betracht kommende Gesamtstrecke in eine Reihe von kleinen Strecken, auf welchen je Breite, Tiefe und Gefälle konstant angenommen werden können.

Bei breiten gleichmäßig (!) tiefen Wasserbecken oder bei ganz kleinen Wassermengen, wo die Wassergeschwindigkeit vernachlässigt werden kann, ist die Staukurve eine Horizontale. Ist hier J das Talsohlengefälle, Z die Stauhöhe, so ist die „hydrostatische“ Stauweite $l = Z : J$.

Im Längenprofil eines Flusses sind in der Regel die Maximaltiefen jedes Querprofils angegeben. Man kann daraus für eine bestimmte Strecke eine mittlere Maximaltiefe erhalten. Für Stauberechnungen braucht man aber die mittlere Profiltiefe. Man kann dieselbe berechnen, indem man den Flußquerschnitt als eine Parabelfläche ansieht (vgl. Fig. 106), in welcher der mittleren Maximaltiefe der Wert a entspricht. Aus dieser Parabelfläche läßt sich dann die mittlere rechnungsmäßige Tiefe ermitteln.

Näherungsmethoden zur Stauberechnung.

1. Zur Berechnung der Staukurve wird bisweilen die Parabelgleichung

$$z = Z - J x + \frac{x^2 J^2}{4 Z} \qquad 1$$

verwendet. Mit $x = l$ $z = 0$ ergibt sich hieraus die Stauweite zu

$$l = \frac{2 Z}{J} \qquad 2$$

Wenn $Z = 1{,}30 \cdot t$, stimmt diese Gleichung mit der Rühlmannschen Formel überein, in den anderen Fällen weicht sie zum Teil sehr stark von ihr ab. Es ergibt sich nämlich richtigerweise für

$$Z > 1{,}30\,t \qquad l < 2\,Z : J$$
$$Z < 1{,}30\,t \qquad l > 2\,Z : J$$

Die Parabel als Staukurve anzusehen, ist natürlich eine willkürliche Unterstellung, ebenso willkürlich wie die Unterstellung eines Kreisbogens,

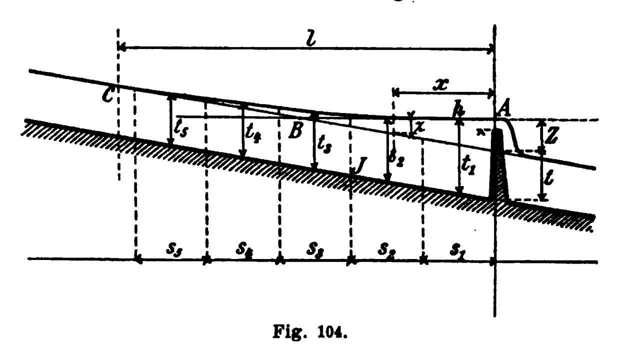


Fig. 104.

dessen Mittelpunkt in der Senkrechten über dem Wehr liegt und der die Gerade $B\,A$ in A und die Gerade $B\,C$ in C berührt.

Die vorstehenden Näherungsgleichungen sollten stets höchstens zu Zwecken schneller Orientierung verwendet werden, sonst könnten sich leicht sehr unangenehme Überraschungen einstellen. — Die Gl. 1 und 2 sind dazu nicht einmal bequemer als die Methoden von Rühlmann oder von Ehrenberger, und der geringe Zeitmehraufwand sollte überhaupt bei so wichtigen Arbeiten wie Staukurvenbestimmungen keine Rolle spielen.

Anm. 1. An Literatur sei allgemein erwähnt: Bloudek, Neue Konstruktion der Staukurven, Ö. W. B. 1910, Heft 4; 1912, Heft 19. Müller, Staukurven (für städtische Kanäle), Ö. W. B. 1912, Heft 4; schließlich das Verfahren von Walther, Z. G. K. 1903, S. 65.

Anm. 2. Man hat bisweilen beobachtet, daß die Staukurve da beginnt, wo die Horizontale durch den Wasserspiegel am Wehr die Flußsohle im Oberwasser schneidet. Das trifft jedoch, verglichen mit der Rühlmannschen Formel, nur zu, wenn $Z : t = 0{,}26$; vgl. auch [66] S. 127.

§ 22. Allgemeine Gleichungen zur Stauberechnung.

In der Praxis ist man oft genötigt, wegen der Ungleichheit der einzelnen Flußquerprofile einzelne kürzere Teilstrecken zu unterscheiden, in welchen die Stauverhältnisse je für sich berechnet werden.

Je dem Anfangs- und Endprofil einer endlichen Teilstrecke von der Länge Δs sollen entsprechen die Werte U_0, F_0, k_0 und U_u, F_u, K_u. Hieraus erhalte man die (arithmetischen) Mittelwerte U, F, k. Dann bekommt man statt des genauen Wertes $U\,ds : k^2 F^3$ der Gl. 14 in § 2 als Mittelwert:

$$\frac{U}{k^2 F^3} \Delta s \qquad 1$$

sowie mit

$$v_u = \frac{Q}{F_u} \qquad v_o = \frac{Q}{F_o}$$

die für jede Teilstrecke von der Länge Δs geltende Gleichung:

$$\Delta Y = y_u - y_o = \frac{Q}{2g}\left[\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_o^2}\right] + \frac{Q^2 U}{k^2 F^3} \Delta s \qquad 2$$

Das erste Summenglied rechts stellt die Änderung der lebendigen Kraft zur Erzeugung der Beschleunigung dar. Ist

$F_e > F_a$ / $F_e < F_a$ { so wird das erste Klammerglied } negativ, / positiv, { und der Gesamtwert des Gefälls wird dadurch } ermäßigt, / erhöht.

Bei Anstauungen ist $F_u > F_0$ und man pflegt dann mit Rücksicht auf Wirbelbildungen und innere Reibung das erste Summenglied wegzulassen. Damit behält man die Gleichung:

$$\Delta Y = y_u - y_o = \frac{Q^2 U}{k^2 F^3} \Delta s \qquad 3$$

Mit Fig. 106 folgt noch:

$$\Delta Y = t_0 - t_u + \Delta s \sin \alpha \qquad 4$$

und mit Gl. 3; ferner mit $t_0 - t_u = \Delta Y$ und $\sin \alpha = J$ folgt:

$$\Delta s = \frac{t_u - t_o}{\sin \alpha - \frac{Q^2 U}{k^2 F^3}} \text{ wofür mit } \sin \alpha = J \;\; \Delta s = \frac{\Delta Y}{J - \left(\frac{Q}{k}\right)^2 \frac{U}{F^3}} \qquad 5$$

gesetzt werden kann, da für sehr kleine Δs annähernd $\Delta Y = \Delta t = t_u - t_0$ gilt.

Mittels dieser Gleichungen kann man Staukurven stückweise berechnen. Die Methode besitzt jedoch den Nachteil, daß der Wert k geschätzt werden muß. Diesen Übelstand hat Franzius

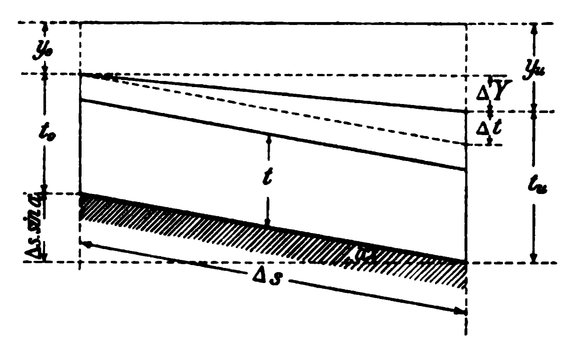


Fig. 105.

beseitigt (s. S. 173). Auch Grashof-Bresse hatten dies getan (vgl. § 23, II).

Anm. Aus Gl. 5 folgt:

$$\frac{\Delta Y}{\Delta s} = J - \frac{Q^2}{k^2}\frac{U}{F^3} = J - \frac{v^2}{k^2}\frac{U}{F} \qquad 6$$

Mit $\frac{\Delta Y}{\Delta s} = 0$ ist $J = \frac{v^2}{k^2} \cdot \frac{U}{F}$ und mit $P = \frac{F}{U}$

$$v = k\sqrt{PJ} \qquad 7$$

Wassersprung*). Aus Gl. 14 des § 2 (Seite 12) erhält man durch Differentiation:

$$dy = \frac{Q^2 U}{k^2 F^3} ds + d\left(\frac{v^2}{2g}\right) \qquad 8$$

Setzt man gemäß Fig. 105

$$t_u + y_u = t_o + y_o + J\,\Delta s \qquad 9$$

so folgt:

$$dt + dy = J\,ds \qquad 10$$

Besteht zwischen der Höhe des Querprofils und der zugehörigen Breite x die Beziehung:

$$dF = x\,dh \qquad 11$$

so verwandelt sich mit $v = Q : F$ also $F\,dv = -v\,dF = -v\,x\,dy$ Gl. 8 in

$$dy = \frac{Q^2 U}{k^2 F^3} ds + v\frac{dv}{g}$$

und diese mit Gl. 10 und $Q = vF$ in

$$J\,ds - dt = \frac{v^2 U}{k^2 F} ds - \frac{v^2 x\,dh}{g F} \qquad 12$$

*) Nach Lueger, Wasserversorgung der Städte, 1. Aufl., 1. Teil, Seite 90.

woraus

$$J - \frac{v^2 U}{k^2 F} = \left(1 - \frac{v^2 x}{g F}\right) \frac{dh}{ds} \qquad 13$$

(NB. Mit $\frac{dy}{ds} = 0$ wird wieder $v = k\sqrt{PJ}$).

Schreibt man Gl. 13 in der Form

$$\frac{dh}{ds} = \frac{J - \frac{v^2 U}{k^2 F}}{1 - \frac{v^2 x}{g F}} \qquad 14$$

so wird für $v = \sqrt{\frac{gF}{x}}$ $\frac{dh}{ds} = \infty$ und es tritt vor dem Wehr ein sogenannter Wassersprung auf (vgl. hierzu [66] S. 214).

Verfahren von Franzius. Franzius ersetzt in Gl. 5 den Wert k durch die in jedem konkreten Staufall bekannten Elemente und liefert unter Benutzung der Bazinschen und Lindboeschen Formeln Staugleichungen, welche k nicht mehr enthalten. (Näheres s. Zeitschr. d. Verb. deutscher Arch.- und Ing.-Ver. 1913, Nr. 29. Vgl. hierzu § 23, II: Genauere Methode.)

§ 23. Stauberechnung nach Rühlmann, Grashof-Bresse, Tolkmitt und Ehrenberger.

Diese Methoden sind bequem und zuverlässig, besonders wenn sie in der von Tolmann (Ö. W. B. 1905, S. 405) vorgeschlagenen Art und Weise benutzt werden. Diese ist deshalb im folgenden wiedergegeben.

Tolmann hat die von ihm für drei Haltungen der kanalisierten Moldau nach den drei genannten Methoden berechneten Staukurven durch Nachmessen in der Natur kontrolliert und gefunden, daß die Resultate nach Rühlmann und Grashof-Bresse am wenigsten von den beobachteten Werten abwichen und die Differenzen einmal positiv, einmal negativ waren. Die Staukurven nach Tolkmitt lagen sämtlich höher als die beobachteten. Die Rühlmannsche Formel lieferte die besten Resultate, ihr mittlerer Fehler war nur 1,31 cm.

Nach den vom hydrographischen Zentralbureau des K. K. Ministeriums für öffentliche Arbeiten in Wien am Wiener Donaukanal angestellten Vergleichen (Ö. W. B. 1912, Heft 42) von berechneten und beobachteten Staukurven zeigten die Rühlmannsche und die Tolkmittsche Methode ziemlich gute Übereinstimmung mit den beobachteten Werten. Die maximalen Abweichungen zwischen Rühlmann und Beobachtung lagen zwischen 11 und 18 cm, zwischen Tolkmitt und Beobachtung zwischen 15 und 23 cm. Die berechneten Staukurven wiesen durchweg flachere Krümmungen auf als die tatsächlich beobachteten. Die Differenzen hatten also ihr Maximum in der Mitte der Staukurven. Das vorstehende Ergebnis stimmt mit den Resultaten von Tolmann überein.

Ein bequemes Hilfsmittel zur Verwendung der Methoden von Rühlmann und Tolkmitt gibt die Schrift von Dankwerts [44].

1. Methode von Rühlmann.

1. Als Flußbreite B wählt Tolmann die mittlere Breite des Stauspiegels (NB. Dieser ist im allgemeinen nicht gleich der Breite des unveränderten Flußspiegels!) auf der in Betracht kommenden (Teil-)Strecke.

2. Die zugehörige Flußtiefe bestimmt Tolmann aus

$$F = B t = \frac{Q}{v} = \frac{Q}{k\sqrt{PJ}} \text{ mit } P = t$$

zu

$$t = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{k^2 B^2 J}} \qquad 1$$

3. Stauhöhen $z \leqq 0{,}01\, t$ werden vernachlässigt.

Die Rühlmannsche Formel gründet sich auf die Eitelweinsche Gleichung (vgl. S. 37) und lautet für die Stauhöhe z in der Entfernung x vom Wehr:

$$\frac{Jx}{t} = \varphi\left(\frac{Z}{t}\right) - \varphi\left(\frac{z}{t}\right) \qquad 2$$

Mit $x = l$ nimmt $\varphi\left(\frac{z}{t}\right)$ den Wert 0,0067 an und man erhält als Stauweite:

$$l = \frac{t}{J}\left[\varphi\left(\frac{Z}{t}\right) - 0{,}0067\right] \qquad 3$$

Zur Rechnung dient Tabelle 70.

Aus Gl. 3 folgt

$$\varphi\left(\frac{Z}{t}\right) = \frac{Jl}{t} + 0{,}0067 \qquad 4$$

und damit die zulässige Stauhöhe Z, wenn die Stauweite l nicht überschritten werden darf. Abzüge an Z können erforderlich sein:

1. für die Überströmungshöhe h über dem Wehr,
2. zur Sicherheit gegen Rückstau nach dem Oberlieger (etwa 10—15 cm).

Beispiel. Für eine korrigierte, gleichmäßige rechteckig angenommene Flußstrecke sei $t = 0{,}8$ $Z = 1{,}9$ $J = 1 : 2500$.

1. Wie groß ist l? 2. Wie groß ist z bei $x = 2500$?

ad 1. Mit $Z = 1{,}9$ ist $Z : t = 2{,}375$

$t : J = 0{,}8 \cdot 2500 = 2000.$

Dann mit der Tabelle:

$$\varphi\left(\frac{Z}{t}\right) - 0{,}0067 = 3{,}7464 - 0{,}0067 = 3{,}7397$$

$$l = 3{,}7397 \cdot 2000 = \underline{7479 \text{ m}}$$

ad 2. $\frac{Jx}{t} = 1{,}250 = \varphi(2{,}375) - \varphi\left(\frac{z}{0{,}8}\right)$

$\varphi(2{,}375) = 3{,}7464$ somit $\varphi\left(\frac{z}{0{,}8}\right) = 2{,}4964$

woraus mit der Tabelle: $\frac{z}{0{,}8} = 1{,}189$

$z = \underline{0{,}95 \text{ m}}$

Tabelle zur Stauberechnung nach Rühlmann.

Tabelle 70.

$\frac{z}{t}$	$\varphi\left(\frac{z}{t}\right)$	Δ	$\frac{z}{t}$	$\varphi\left(\frac{z}{t}\right)$	Δ	$\frac{z}{t}$	$\varphi\left(\frac{z}{t}\right)$	Δ
0,01	0,0067	—	0,36	1,4473	0,0167	0,92	2,1916	0,0233
0,02	2444	0,2377	0,37	4638	0165	0,94	2148	0232
0,03	3863	1419	0,38	4801	0163	0,96	2380	0232
0,04	4889	1026	0,39	4962	0161	0,98	2611	0231
0,05	5701	0812	0,40	5119	0157	1,00	2839	0228
0,06	6376	0675	0,41	5275	0156	1,10	3971	1132
0,07	6958	0582	0,42	5430	0155	1,20	5084	1113
0,08	7482	0524	0,43	5583	0153	1,30	6179	1095
0,09	7933	0451	0,44	5734	0151	1,40	7264	1085
0,10	8353	0420	0,45	5884	0150	1,50	8337	1073
0,11	8739	0386	0,46	6032	0148	1,60	9401	1064
0,12	9098	0359	0,47	6179	0147	1,70	3,0458	1057
0,13	9434	0336	0,48	6324	0145	1,80	1508	1150
0,14	9751	0317	0,49	6468	0144	1,90	2553	1045
0,15	1,0051	0300	0,50	6611	0143	2,00	3594	1041
0,16	0335	0284	0,52	6893	0282	2,10	4631	1037
0,17	0608	0273	0,54	7170	0277	2,20	5664	1033
0,18	0869	0261	0,56	7444	0274	2,30	6694	1030
0,19	1119	0250	0,58	7714	0270	2,40	7720	1026
0,20	1361	0242	0,60	7980	0266	2,50	8745	1015
0,21	1595	0234	0,62	8243	0263	2,60	9768	1023
0,22	1821	0226	0,64	8503	0260	2,70	4,0789	1021
0,23	2040	0219	0,66	8759	0259	2,80	1808	1019
0,24	2254	0214	0,68	9014	0255	2,90	2826	1018
0,25	2461	0207	0,70	9266	0252	3,00	3843	1017
0,26	2664	0203	0,72	9517	0251	4,00	5,3958	1,0115
0,27	2861	0197	0,74	9765	0248	5,00	6,4020	1,0062
0,28	3054	0193	0,76	2,0010	0245	6,00	7,4056	1,0036
0,29	3243	0189	0.78	0254	0244	8,00	9,4097	2,0041
0,30	3428	0185	0,80	0495	0241	10,00	11,412	2,0023
0,31	3610	0182	0,82	0735	0240	15,00	16,414	5,002
0,32	3789	0179	0,84	0975	0240	20,00	21,415	5,001
0,33	3964	0175	0,86	1213	0238	30,00	31,415	10,000
0,34	4136	0172	0,88	1449	0236	50,00	51,416	20,001
0,35	4306	0170	0,90	1683	0234	100,00	101,420	50,004

Mit der folgenden Methode Anm. 1 und Tabelle 71 käme $l = 7460$ m. Nach der Parabelmethode wäre $l = 2 \cdot 1{,}9 \cdot 2500 = 9500$ m, das ist um 21 % mehr!

Wäre anderseits noch gegeben gewesen als mittlere Breite des Stauspiegels: $B = 40$ $Q = 20$, so hätte man mit $F = 0{,}8 \cdot 40 = 32$; $U = B = 40$; $P = 0{,}8$ und $m = 2{,}0$ (Kutter) $k = 30$ erhalten und hätte nach (Tolmann) Gl. 5 gehabt:

$$t = \sqrt[3]{\frac{400 \cdot 2500}{900 \cdot 1600}} = 0{,}89 \text{ m}$$

dies ergibt

$$t : J = 0{,}89 \cdot 2500 = 2225 \quad \text{und} \quad \frac{Z}{t} = 2{,}135$$

Dann mit der Tabelle:

$$\varphi\left(\frac{Z}{t}\right) - 0{,}0067 = 3{,}4992 - 0{,}0067 = 3{,}4925$$

$$l = 3{,}4925 \cdot 2225 = 7770 \text{ m}$$

Anm. 1. Setzt man nach Faber den Klammerwert in Gl. 3 gleich $\frac{Z}{t} \cdot y$, so wird

$$l = \frac{Z}{J} y = l_1 y \qquad 5$$

wo $l_1 = Z : J$, also die hydrostatische Stauweite ist. Die folgende Tabelle gibt eine Reihe von y-Werten.

Tabelle 71.

$\frac{Z}{t}$	y	$\frac{Z}{t}$	y	$\frac{Z}{t}$	y	$\frac{Z}{t}$	y
0,02	13,89	0,2	5,65	1,1	2,17	2,5	1,55
0,03	12,65	0,3	4,45	1,2	2,08	3,0	1,46
0,04	12,06	0,4	3,76	1,3	2,01	3,5	1,40
0,05	11,27	0,5	3,31	1,4	1,94	4,0	1,35
0,06	10,52	0,6	2,98	1,5	1,88	5,0	1,28
0,07	9,84	0,7	2,74	1,6	1,83	6,0	1,23
0,08	9,27	0,8	2,55	1,7	1,78	8,0	1,17
0,09	8,74	0,9	2,40	1,8	1,74	10,0	1,14
0,10	8,29	1,0	2,28	1,9	1,69	20,0	1,07
				2,0	1,66	50,0	1,03

Anm. 2. In vielen Fällen wird durch die getroffenen technischen Maßnahmen die Meereshöhe eines Stauspiegels festgehalten, trotz der Veränderungen in der Wasserführung des Gewässers; es ist also $Z + t =$ konstant, dagegen t variabel. Daher muß auch die Stauweite trotz $Z + t =$ konst. sich ändern. Man erhält unter dieser Bedingung das Maximum der Stauweite, wenn $Z = t$, und die Stauweite nimmt ab, wenn t gegenüber dem Wert $t = Z$ wächst, oder wenn es abnimmt. Die Tabelle gibt hierfür Beispiele für die Veränderung der Stauweite unter Annahme von $J = 0{,}001$.

Tabelle 72.

Nr.	$Z + t =$ / t	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
1	0,5	1666	2189	2695	3197	3699	4200
2	1,0	1654	2277	2827	3333	3867	4377
3	1,5	0	2085	2823	3416	3965	4511
4	2,0		0	2479	3309	3965	4554
5	2,5			0	2824	3763	4478
6	3,0				0	3147	4169
7	3,5					0	3420

Für $t = 0$ erhält man als Grenzwert die hydrostatische Stauweite.

Anm. 1. Zur Theorie des Staus stellte Bötticher (Ö. Z. 1911, S. 182) eine allgemeine Theorie auf, in welcher die Methoden von Rühlmann und Tolkmitt als Spezialfälle erscheinen.

Anm. 2. Über einen Vorschlag von Baurat Grävell, die Stauhöhe auf Grund der Versuchsergebnisse für den Schiffswiderstand zu berechnen, s. Das Wasser, 7. Jahrg. (1911), S. 657.

2. Methode von Grashof-Bresse.

Grashof gibt eine einfachere, weniger genaue, und eine kompliziertere, genauere Methode. Beide Male ist z gegeben und x gesucht [79] S. 761 ff.

Voraussetzungen sind:

1. B überragt t so sehr, daß man $U = B$, also $P = t$ setzen kann. Die Größe t wird wie bei der Rühlmannschen Methode berechnet.

2. Über dem ungestauten Wasserspiegel sind die Ufer nahezu senkrecht, so daß durch den Stau die Spiegelbreite sich nicht wesentlich ändert.

Einfache Methode.

Die Berechnung erfolgt nach der Gleichung:

$$x = \frac{1}{J}\left[Z - z + \left(t - \frac{v^2}{g}\right)(\psi - \Psi)\right] \qquad 6$$

Man bestimmt zunächst $t - \frac{v^2}{g}$. Mit

$$\left.\begin{array}{l} \frac{1}{S} = \frac{t}{t+Z} \\ \frac{1}{s} = \frac{t}{t+z} \end{array}\right\} \text{ folgt aus Tabelle 73 } \left|\begin{array}{l} \Psi \\ \psi \end{array}\right.$$

und damit $(\psi - \Psi)$, womit Gl. 6 zu berechnen ist. In dieser Gleichung ist der bekannte Koeffizient k mit einem konstanten Wert entsprechend dem ungestauten Flußzustand enthalten. Diese Ungenauigkeit ist vermieden durch die

Genauere Methode.

Die Berechnung geschieht nach der Gleichung:

$$x = \frac{1}{J}\left[Z - z + \left(ct - \frac{v^2}{c^2 g}\right)(\psi' - \Psi')\right] \qquad 7$$

Man bestimmt der Reihe nach:

$$k_0 = \frac{v}{\sqrt{tJ}}$$

$$m = 23 + \frac{0{,}00155}{J}$$

$$\frac{1}{n} = \frac{k_0 - m}{2} + \sqrt{\left(\frac{k_0 - m}{2}\right)^2 + \frac{m\,k_0}{\sqrt{t}}}$$

dann ist für gegebene z

$$\left\{\begin{array}{l} z_1 = \dfrac{z + Z}{2} \\ s_1 = \dfrac{z_1 + t}{2} \end{array}\right.$$

Tabelle zur Stauberechnung nach Grashof-Bresse.

Tabelle 73. $\frac{1}{s} = \frac{1}{s'} = \frac{1}{S} = \frac{1}{S'}$ $\psi = \psi' = \Psi = \Psi'$

$\frac{1}{s}$	ψ	$\varDelta$	$\frac{1}{s}$	ψ	$\varDelta$	$\frac{1}{s}$	ψ	$\varDelta$	$\frac{1}{s}$	ψ	$\varDelta$
0,999	2,1834	—	0,944	0,8418	0,0121	0,800	0,4198	0,0083	0,48	0,1207	0,0055
0,998	1,9523	0,2311	0,942	0,8301	0117	0,795	0,4117	0081	0,47	0,1154	0053
0,997	1,8172	1351	0,940	0,8188	0113	0,790	0,4039	0078	0,46	0,1102	0052
0,996	1,7213	0959	0,938	0,8079	0109	0,785	0,3962	0077	0,45	0,1052	0050
0,995	1,6469	0744	0,936	0,7973	0106	0,780	0,3886	0076	0,44	0,1003	0049
0,994	1,5861	0608	0,934	0,7871	0102	0,775	0,3813	0073	0,43	0,0955	0048
0,993	1,5348	0513	0,932	0,7772	0099	0,770	0,3741	0072	0,42	0,0909	0046
0,992	1,4902	0446	0,930	0,7675	0097	0,765	0,3671	0070	0,41	0,0865	0044
0,991	1,4510	0392	0,928	0,7581	0094	0,760	0,3603	0068	0,40	0,0821	0044
0,990	1,4159	0351	0,926	0,7490	0090	0,755	0,3536	0067	0,39	0,0779	0042
0,989	1,3841	0318	0,924	0,7401	0089	0,750	0,3470	0066	0,38	0,0738	0041
0,988	1,3551	0290	0,922	0,7315	0086	0,745	0,3406	0064	0,37	0,0699	0039
0,987	1,3284	0267	0,920	0,7231	0084	0,740	0,3343	0063	0,36	0,0660	0039
0,986	1,3037	0247	0,918	0,7149	0082	0,735	0,3282	0061	0,35	0,0623	0037
0,985	1,2807	0230	0,916	0,7069	0080	0,730	0,3221	0061	0,34	0,0587	0036
0,984	1,2592	0215	0,914	0,6990	0079	0,725	0,3162	0059	0,33	0,0553	0034
0,983	1,2390	0202	0,912	0,6914	0076	0,720	0,3104	0058	0,32	0,0519	0034
0,982	1,2199	0191	0,910	0,6839	0075	0,715	0,3047	0057	0,31	0,0486	0033
0,981	1,2019	0180	0,908	0,6766	0073	0,710	0,2991	0056	0,30	0,0455	0031
0,980	1,1848	0171	0,906	0,6695	0071	0,705	0,2937	0054	0,29	0,0425	0030
0,979	1,1686	0162	0,904	0,6625	0070	0,70	0,2883	0054	0,28	0,0395	0030
0,978	1,1531	0155	0,902	0,6556	0069	0,69	0,2778	0105	0,27	0,0367	0028
0,977	1,1383	0148	0,900	0,6489	0067	0,68	0,2677	0101	0,26	0,0340	0027
0,976	1,1241	0142	0,895	0,6327	0062	0,67	0,2580	0097	0,25	0,0314	0026
0,975	1,1105	0136	0,890	0,6173	0154	0,66	0,2486	0094	0,24	0,0290	0024
0,974	1,0974	0131	0,885	0,6025	0148	0,65	0,2395	0091	0,23	0,0266	0024
0,973	1,0848	0126	0,880	0,5884	0141	0,64	0,2306	0089	0,22	0,0243	0023
0,972	1,0727	0121	0,875	0,5749	0135	0,63	0,2221	0085	0,21	0,0221	0022
0,971	1,0610	0117	0,870	0,5619	0130	0,62	0,2138	0083	0,20	0,0201	0020
0,970	1,0497	0113	0,865	0,5494	0125	0,61	0,2058	0080	0,19	0,0181	0020
0,968	1,0282	0215	0,860	0,5374	0120	0,60	0,1980	0078	0,18	0,0162	0019
0,966	1,0080	0202	0,855	0,5258	0116	0,59	0,1905	0075	0,17	0,0145	0017
0,964	0,9890	0190	0,850	0,5146	0112	0,58	0,1832	0073	0,16	0,0128	0017
0,962	0,9709	0181	0,845	0,5037	0109	0,57	0,1761	0071	0,15	0,0113	0015
0,960	0,9539	0170	0,840	0,4932	0105	0,56	0,1692	0069	0,14	0,0098	0014
0,958	0,9376	0163	0,835	0,4831	0101	0,55	0,1625	0067	0,13	0,0085	0013
0,956	0,9221	0155	0,830	0,4733	0098	0,54	0,1560	0065	0,12	0,0072	0013
0,954	0,9073	0148	0,825	0,4637	0096	0,53	0,1497	0063	0,11	0,0061	0011
0,952	0,8931	0142	0,820	0,4544	0093	0,52	0,1435	0062	0,10	0,0050	0011
0,950	0,8795	0136	0,815	0,4454	0090	0,51	0,1376	0059	0,09	0,0041	0009
0,948	0,8665	0130	0,810	0,4367	0087	0,50	0,1318	0058	0,08	0,0032	0009
0,946	0,8539	0126	0,805	0,4281	0086	0,49	0,1262	0056	0,07	0,0025	0007

und hieraus erhält man:

$$k = \frac{1}{n} \cdot \frac{\frac{1}{n} + 23 + \frac{0,00155}{J} s_1^2}{\frac{1}{n} + \left(23 + \frac{0,00155}{J} s_1^2\right) \frac{1}{\sqrt{s_1 + t}}}$$

Ferner ist $c = \left(\frac{k_0}{k}\right)^{2/3}$, woraus $\left(c\,t - \frac{v^2}{c^2 g}\right)$ sich bestimmen läßt.

Für $\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{s_1} = \frac{c\,t}{z + t} \\ \frac{1}{S_1} = \frac{c\,t}{Z + t} \end{array} \right\}$ erhält man aus Tabelle 73 $\left\{ \begin{array}{l} \varphi' \\ \Psi' \end{array} \right.$ und damit $(\varphi' - \Psi')$

Hieraus folgt $\left(c\,t - \frac{v^2}{c^2 g}\right) \cdot (\psi' - \Psi')$. Addiert man hierzu $(Z - z)$, so erhält man den Wert $J\,x$ und hieraus schließlich x.

3. Methode von Tolkmitt.

Während Rühlmann und Grashof-Bresse ein rechteckiges Flußprofil annehmen, wählt Tolkmitt ein parabolisches. Zur Berechnung dienen die Gleichungen:

$$x = \frac{a}{J}\left[f\left(\frac{Z + a}{a}\right) - f\left(\frac{z + a}{a}\right)\right] \qquad 8$$

und

$$l = \frac{a}{J} \cdot f\left(\frac{Z + a}{a}\right) \qquad 9$$

Die Größe a bedeutet hier die Maximaltiefe des der Parabelform angepaßten ungestauten Querschnitts (vgl. Fig. 106 auf folgender Seite). Zur Berechnung dient die folgende Tabelle.

Bei einer Parabel ist allgemein $a = \frac{3}{2}\,\frac{F}{b}$. Tolmann setzt nun ähnlich wie bei der Rühlmannschen Methode

$$a = \frac{3}{2}\,\frac{F}{b} = \frac{3}{2}\,t = \frac{3}{2}\sqrt[3]{\frac{Q^2}{k^2 b^2 J}} \qquad 10$$

Hierin ist k geschätzt (ungefähr gleich 30) und für b ein Wert gewählt, „welcher unter Berücksichtigung der zugehörigen Tiefe a und der abgeschätzten mittleren Stauhöhe $\frac{Z + z}{2}$ der Parabelform entspricht“. (Die berechtigte Begründung dieses Vorgehens wolle man in der Quelle nachlesen.) Die Rechnung geht folgendermaßen vor sich. Man schätzt die Werte von b, k und $\frac{Z + z}{2}$. Dann berechnet man t nach Gl. 1, woraus sich $a = \frac{3}{2}\,t$ ergibt. Sodann folgt aus dem Gesetz der Parabel

$$\left(\frac{b}{2}\right)^2 = 2\,p\,a$$

Tabelle zur Stauberechnung nach Tolkmitt.

Tabelle 74.

$\frac{a+z}{a}$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	Δ	$\frac{a+z}{a}$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	Δ	$\frac{a+z}{a}$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	Δ	$\frac{a+z}{a}$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	Δ
1,00	— ∞	—	1,16	0,865	0,023	1,37	1,221	0,014	1,90	1,850	0,055
1,005	— 0,102	—	1,17	0,887	022	1,38	1,235	014	1,95	1,904	054
1.01	+ 0,074	0,176	1,18	0.908	021	1,39	1,249	014	2,00	1,957	053
1,015	0,179	0,105	1,19	0,928	020	1,40	1,262	013	2,1	2,063	106
1,02	0,254	075	1.20	0,948	020	1,41	1.276	014	2,2	2.168	105
1,025	0,313	059	1,21	0,967	019	1,42	1.289	013	2,3	2,272	104
1,03	0,362	049	1,22	0,985	018	1,43	1,302	013	2,4	2,376	104
1,035	0,403	041	1.23	1,003	018	1,44	1,315	013	2,5	2,478	102
1,04	0,440	037	1,24	1,021	018	1,45	1,328	013	2,6	2,581	103
1,045	0,473	033	1,25	1,038	017	1,46	1,341	013	2,7	2,683	102
1,05	0,502	029	1,26	1,055	017	1,47	1.354	013	2,8	2,785	102
1,06	0 554	052	1,27	1,071	016	1,48	1,367	013	2,9	2,886	101
1,07	0,599	045	1,28	1,087	016	1,49	1,379	012	3.0	2,988	102
1,08	0,639	040	1,29	1,103	016	1,50	1,392	013	3,5	3,492	504
1,09	0.675	036	1,30	1,119	016	1,55	1.453	061	4,0	3,995	503
1.10	0,708	033	1,31	1,134	015	1,60	1,513	060	4.5	4,496	501
1,11	0,738	030	1,32	1,149	015	1,65	1,571	058	5,0	4,997	501
1,12	0,766	028	1,33	1,164	015	1,70	1,628	057	6.0	5,998	1,001
1,13	0,793	027	1,34	1,178	014	1,75	1.685	057	8,0	7,999	2,001
1,14	0.818	025	1,35	1,193	015	1.80	1.740	055	10,0	10,000	2,000
1,15	0,842	024	1,36	1,207	014	1,85	1,795	055	∞	∞	∞

und ebenso (vgl. die Fig. 106)

$$\left(\frac{B}{2}\right)^2 = 2\,p\left(a + \frac{Z+z}{2}\right) = \frac{\left(\frac{b}{2}\right)^2}{a}\left(a + \frac{Z+z}{2}\right)$$

Aus dieser Gleichung läßt sich B bestimmen. Ist dieses rechnungsmäßig erhaltene B genügend genau gleich der tatsächlichen mittleren Stauspiegelbreite bei der Wassertiefe $a + \frac{Z+z}{2}$ der betrachteten Teilstrecke, so war b richtig gewählt und mit dem erhaltenen Wert a kann weitergerechnet werden.

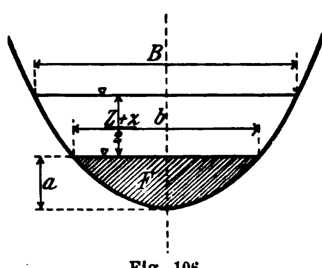


Fig. 106.

Die Berechnung mit der Rühlmann-Tolmannschen Methode ist also die wesentlich einfachere.

Anm. 1. Man beachte den Unterschied der Größen t und a in den Methoden von Rühlmann und Tolkmitt.

Anm. 2. Unter Vernachlässigung der Veränderlichkeit von k erhält Tolkmitt für das Spiegelgefälle J_x an der Stelle eines Gerinnes, wo ein Stau z erzeugt wird:

$$J_x = J\left[\frac{a}{a+z}\right]^4 \qquad 11$$

4. Methoden von Schaffernak und Ehrenberger.

Diese erstere Methode ist von Forchheimer [66] S. 125 erstmals veröffentlicht worden. Sie gründet sich auf die Hermanekschen Ge-

schwindigkeitsformeln (S. 119). Nach Ö. W. B. 1912, S. 746 gibt*) die Methode zutreffendere Werte als diejenigen von Rühlmann und Tolkmitt.

Im Gegensatz zu Schaffernak wurde von Ehrenberger die neueste Grögersche Formel (S. 125) zugrunde gelegt. Die Ehrenbergersche Formel gilt wie die Rühlmannsche in erster Linie für annähernd rechteckige Profile bzw. für solche, bei welchen die ungestaute und die gestaute Wasserspiegelbreite nicht wesentlich voneinander differieren. Die Ehrenbergersche Formel ist mit einer graphischen Tafel veröffentlicht in Ö. W. B. Juli 1914 und lautet mit den Gültigkeitsgrenzen $b_{min} =$ 10 m und $J_{max} = 5\,\%$

$$\frac{Jx}{t} = f\left(\frac{H}{t}\right) - f\left(\frac{t'}{t}\right) \qquad 12$$

wobei für $t < 2{,}00$ m

$$f\left(\frac{t'}{t}\right) = \frac{t'}{t} - \left[\frac{1}{2{,}88}\left(\frac{t}{t'}\right)^{2,88} + \frac{1}{6{,}76}\left(\frac{t}{t'}\right)^{6,76} + \frac{1}{10{,}64}\left(\frac{t}{t'}\right)^{10,64} + \ldots\right] \qquad 13$$

und für $t > 2{,}00$ m

$$f\left(\frac{t'}{t}\right) = \frac{t'}{t} - \left[\frac{1}{2{,}67}\left(\frac{t}{t'}\right)^{2,67} + \frac{1}{6{,}34}\left(\frac{t}{t'}\right)^{6,34} + \frac{1}{10{,}01}\left(\frac{t}{t'}\right)^{10,01} + \ldots\right] \qquad 14$$

Hierin ist

$$H = t + Z \quad \text{und} \quad t' = t + z \qquad 15$$

Tabelle 75.

Funktionswerte

$$f\left(\frac{t'}{t}\right) = \frac{t'}{t} - \left[\frac{1}{r-1}\left(\frac{t}{t'}\right)^{r-1} + \frac{1}{2r-1}\left(\frac{t}{t'}\right)^{2r-1} + \frac{1}{3r-1}\left(\frac{t}{t'}\right)^{3r-1} + \ldots\right]$$

mit $r = 3{,}88$ für $t < 2{,}00$ m und $r = 3{,}67$ für $t > 2{,}00$ m.

$\frac{t'}{t}$	$f\left(\frac{t'}{t}\right)$ für		$\frac{t'}{t}$	$f\left(\frac{t'}{t}\right)$ für		$\frac{t'}{t}$	$f\left(\frac{t'}{t}\right)$ für	
	$t < 2{,}00$	$t > 2{,}00$		$t < 2{,}00$	$t > 2{,}00$		$t < 2{,}00$	$t > 2{,}00$
1,00	—0,164	—0,239	1,15	0,820	0,782	1,9	1,841	1,830
1,01	0,185	0,100	1,20	0,930	0,894	2,0	1,951	1,940
1,02	0,290	0,215	1,25	1,020	0,991	2,1	2,060	2,049
1,03	0,370	0,300	1,30	1,102	1,074	2,2	2,165	2,154
1,04	0,431	0,366	1,35	1,178	1,150	2,3	2,270	2,260
1,05	0,485	0,427	1,40	1,250	1,224	2,4	2,376	2,366
1,06	0,534	0,477	1,45	1,316	1,294	2,5	2,478	2,469
1,07	0,578	0,521	1,50	1,381	1,360	3,0	2,985	2,980
1,08	0,615	0,559	1,60	1,505	1,488	3,5	3,491	3,487
1,09	0,650	0,595	1,70	1,621	1,605	4,0	3,994	3,991
1,10	0,681	0,631	1,80	1,735	1,720	5,0	4,997	4,995

*) S. auch [66] S. 133.

Mit $t' = t$ geht x in die Stauweite L über zu:

$$L = \frac{h}{J} f\left(\frac{H}{t}\right)$$

In der Originalbehandlung stellt der Verfasser fest, daß die berechneten Staukurven nach Rühlmann, Tolkmitt, Schaffernak und Ehrenberger mit Ausnahme ganz großer Stauweiten von mehr als etwa 8—10 km Länge über den beobachteten Kurven liegen, daß jedoch seine Formel die geringsten Differenzen liefere. Es betragen nämlich die Fehlersummen bei 14 beobachteten Staukurven (Ö. W. B. 1912, Heft 42) berechnet nach Tolkmitt 3208 m, nach Rühlmann 2595 m, nach Schaffernak 1042 m und nach Ehrenberger 829 m.

Die Tabelle 75 dient zur Berechnung der Staukurven. Man tut gut daran, die Interpolation durch graphische Auftragung des entsprechenden Kurvenstücks durchzuführen.

Beispiel. Gegeben sei $t = 2{,}20$, $Z = 2{,}47$, $H = 4{,}67$, $J = 0{,}00051$. Wie groß ist z bei $x = 1352$?

Für $\frac{H}{t} = \frac{4{,}67}{2{,}20} = 2{,}1227$ gibt die Tabelle 75

$$f\left(\frac{H}{t}\right) = 2{,}073$$

Aus Gl. 12 folgt:

$$f\left(\frac{t'}{t}\right) = f\left(\frac{H}{t}\right) - \frac{Jx}{t} = 2{,}073 - 0{,}312 = 1{,}761$$

Daraus liefert die Tabelle 75

$$\frac{t'}{t} = 1{,}836$$

woraus $t' = 1{,}836\,t = 4{,}04$ m

oder $z = t' - t = 1{,}84$ m

§ 24. Stauwirkung bei Brücken.

Bezüglich der Stauwirkung bei Brücken interessiert in erster Linie der Vorgang zu Zeiten hoher und höchster Wasserstände. Die Schwierigkeit, zu solchen Zeiten genügend genaue Spiegel- und Gefällsmessungen auszuführen, erschwert die Aufstellung von Formeln und läßt die Zuverlässigkeit der vorhandenen nicht sehr groß erscheinen. Dies gilt auch von den die Wirkung der Pfeiler berücksichtigenden Kontraktionskoeffizienten, welche die Pfeilerentfernung berücksichtigen müssen, im Einzelfall kaum genau zu ermitteln sind.

Die heute bekanntesten Formeln und Verfahren sind diejenigen von d'Aubuisson, Freytag, Rühlmann, Tolkmitt und Wex*). Bezüglich der von Hofmann vertretenen Anschauungen und seiner Formeln**)

*) Vgl. z. B. „Die Wasserwirtschaft“ 1913, S. 396.

**) Stau bei Flußbrücken, Stuttgart 1913, zuletzt Z. G. K. Bd. XII, S. 269.

verweisen wir auf seine Schrift und auf die von Forchheimer [66] S. 318 und Rehbock (H. 1913, S. 130 ff.) geäußerten grundsätzlichen Bedenken. Der Zweck dieser Schrift verbietet näheres Eingehen auf diese Kontroversen.

Bei der Unsicherheit der Verhältnisse kann es sich empfehlen, im einzelnen Fall nach mehreren Verfahren zu rechnen, und danach eine vorsichtige Entscheidung zu treffen.

Bei beträchtlich schiefen Brücken von mehreren Öffnungen ist auf die ungleichen Wasserhöhen in den einzelnen Öffnungen Rücksicht zu nehmen.

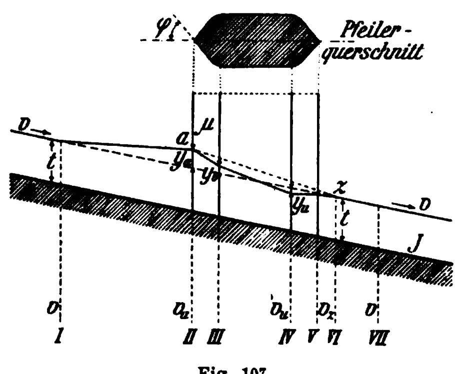


Fig. 107.

1. Der Verlauf des Wassers zwischen Brückenpfeilern dürfte sich vielfach etwa durch Fig. 107 darstellen lassen. Danach ist das Wasser am Pfeilerkopf um den Maximalbetrag y_a gestaut, welcher Betrag bis zum Profil *III* auf y_b zurückgeht. Etwa im Profil *IV* (genauer etwas dahinter) erreicht das Wasser seine tiefste Senkung y_u und erhebt sich bis zu einem etwas unterhalb der Brücke liegenden Profil *VI* wieder zur normalen Höhe t. Hier hat es noch die Geschwindigkeit $v_z > v$, welche erst weiter abwärts, wo das Wasser den Flußquerschnitt $B \cdot t$ wieder gleichmäßig ausfüllt, wieder auf das normale v zurückgeht. Profil *VI* wird um so näher bei Profil *V* liegen, je spitzer der Pfeilerquerschnitt ausläuft.

Es ist, wie schon Freytag hervorgehoben hat, nicht anzunehmen, daß das Wasser einer Brückenöffnung in vollkommen parallelen Fäden zuströme, die folgenden auf dieser Basis aufgebauten Formeln können also schon deswegen genaue Resultate nicht ergeben. Solche sind aber auch bei dem verwickelten Vorgang von allgemeinen Formeln nicht zu erwarten.

Es sollen bedeuten (vgl. Fig. 107) für eine Öffnung:

	Q	die Durchflußmenge,
	B	die Entfernung der Pfeilerachsen,
	b	die Lichtweite der Öffnung,
	μ	den Kontraktionskoeffizient der Pfeiler,
	y_a, y_b	Stauhöhen,
	v_a, v	Geschwindigkeiten,
	v	die Geschwindigkeit im freien Flußquerschnitt,
ferner sei	n	die Anzahl der Öffnungen.

Zieht man zur Vereinfachung in Fig. 107 die gerade Verbindungslinie $a\ z$, so kann man setzen nach dem Bernoullischen Theorem:

$$y_a = z\,\frac{v_z^2 - v_a^2}{2\,g} \qquad 1$$

Hierin ist

$$v_z = \frac{Q}{\mu\,b\,t} \qquad 2$$

wobei angenommen wird, daß sich das durchfließende Wasser im Querschnitt *VI* noch nicht auf die ganze Flußbreite ausgedehnt habe (s. oben). Ferner hat man

$$v_a = \frac{Q}{B\,(t + y_a)} \qquad 3$$

und hieraus folgt die als d'Aubuissonsche Formel bekannte Gleichung:

$$y_a = \frac{\zeta}{2\,g}\left[\left(\frac{Q}{\mu\,b\,t}\right)^2 - \left(\frac{Q}{B\,(t + y_a)}\right)^2\right] \qquad 4$$

wozu als erste Näherung mit $\zeta : 2\,g = 0{,}06$ und Hinweglassung von y_a im zweiten Bruch die Gleichung:

$$y'_a = 0{,}06\left[\left(\frac{Q}{\mu\,b\,t}\right)^2 - \left(\frac{Q}{B\,t}\right)^2\right] \qquad 5$$

kommt.

Für den Wert μ wird meist nach Navier gesetzt:

6
- $\mu = 0{,}95$ wenn die Pfeiler in Halbkreisen oder spitzen Winkeln endigen,
- $\mu = 0{,}90$ „ „ „ „ stumpfen Winkeln endigen,
- $\mu = 0{,}855$ „ „ „ gerade Vorderteile besitzen,
- $\mu = 0{,}70$ „ „ Bogenanfänge ins Wasser tauchen.

Grävell schlägt vor, statt dieser Werte diejenigen zu wählen, welche für Überfallwehre im Gebrauch sind.

Besser als obige μ-Werte scheinen die Bazinschen Werte zu sein, da sie die Einzellichtweite b (in m) berücksichtigen. Sie lauten:

7
- $\mu = 0{,}85 + 0{,}014\ \sqrt{b}$ für spitzwinklige Pfeilerköpfe,
- $\mu = 0{,}78 + 0{,}021\ \sqrt{b}$ „ stumpfwinklige und halbkreisförmige Pfeilerköpfe,
- $\mu = 0{,}70 + 0{,}029\ \sqrt{b}$ „ rechtwinklige Pfeilerköpfe.

Um vorsichtige Werte von y_a zu erhalten, empfiehlt es sich, μ nicht zu groß zu wählen und für ζ in Gl. 4 mindestens den Wert 1,1 zu setzen.

Freytag hat in seinem Beitrag zur Bestimmung der Stauhöhen (D. B. 1891, S. 380) durch Einführung von Reduktionsgrößen der Breiten, Tiefen und Querschnittsflächen eine Verbesserung der d'Aubuissonschen Gleichung herbeigeführt. Das Verfahren gilt nur für Profile mit verschiedener Tiefe, also besonders dann, wenn Vorländer vorhanden sind.

Bei diesem Verfahren wird zunächst der ganze Querschnitt in passender Weise nach Lamellen unterteilt. Dann werden die wirklichen Tiefen t reduziert auf Tiefen t' nach der Gleichung:

$$t' = \frac{t\,k\sqrt{t}}{k_{max}\sqrt{t_{max}}}$$

wobei $k_{max}\sqrt{t_{max}} = v_{max}$ gleich der Geschwindigkeit im tiefsten Profilpunkt ist. t und k sind Mittelwerte für jede Lamelle. Durch Auftragen der t'-Werte erhält man reduzierte Querschnittsflächen F' für $B\,t$ und F_0' für $B\,(t + y_a)$. Aus den F_0' ergeben sich mit der Formel

$$b_0' = \frac{F_0'}{t_{max}}$$

reduzierte Breiten.

Während der wasserdurchflossene Querschnitt von Brücken kein Kriterium für die Leistungsfähigkeit eines Profils darstellt, ermöglicht das Freytagsche Verfahren durch Reduktion der verschiedenen Brückenprofile auf gleiche Maximaltiefe, gleiche Rauhigkeit und gleiches Gefälle einen Vergleich der Profile in bezug auf ihre Leistungsfähigkeit.

Fig. 108.

2. Rühlmann ging aus von der Gleichung für Grundwehre (Gl. 36, S. 134); vgl. Fig. 85, S. 147 mit $w = 0$ und y_a statt h_3:

$$Q = {}^2/_3\,\mu_1\sqrt{2g}\cdot b\left[(y_a + k)^{3/2} - k^{3/2}\right] + \mu_2\sqrt{2g}\,(h_1 - y_a)\,b\sqrt{y_a + k} \qquad 8$$

Will man hierin $\mu_1 = \mu_2 = \mu =$ im Mittel 0,9 setzen, ferner $h_1 - y_a = t$ und $v_a = \frac{Q}{B\,(t + y_a)}$, so kommt mit $k = \zeta\,\frac{v_a^2}{2g}$

$$\frac{Q}{4\,b} = \frac{2}{3}\left[(y_a + k)^{3/2} - k^{3/2}\right] + t\left[y_a + k\right]^{1/2} \qquad 9$$

beziehungsweise

$$b = \frac{Q}{4{,}0\left\{\frac{2}{3}\left[(y_a + k)^{3/2} - k^{3/2}\right] + t\left[y_a + k\right]^{1/2}\right\}} \qquad 10$$

wenn y_a gegeben bzw. (als Maximalwert) vorgeschrieben war.

Statt Gl. 8 kann man bisweilen benutzen:

$$Q = \mu\,b\sqrt{2g}\left[\left(\frac{2}{3}\,y_a + t\right)\sqrt{y_a + k}\right] \qquad 11$$

Es hat natürlich etwas Mißliches, Gleichungen wie 8, 14, 15 im Grenzfall ihrer Gültigkeit anzuwenden.

Zur Auflösung von Gl. 8 nach y_a hat Mehmcke (Zivilingenieur 1889, S. 623) folgendes Näherungsverfahren vorgeschlagen: Man berechne die für abgespitzte Pfeiler

geltenden Hilfswerte

$$\alpha = \frac{Q}{4{,}43\, B} \quad \text{und} \quad \beta = \frac{Q}{4{,}21\, b} \qquad 12$$

und verwende mit $\sqrt{y'_a} = x$ die Näherungsgleichung:

$$0{,}67\, x^3 + t\, x - \sqrt{\beta^2 - \alpha^2} = 0 \qquad 13$$

Das erhaltene y'_a wird als erster Näherungswert in Gl. 9 eingesetzt.

3. Formeln von Wex. Bei dieser Formel findet eine Berücksichtigung der Nachsaugung statt.

Wex setzt voraus, daß die Pfeiler in so geringen Entfernungen voneinander stehen, „daß die vor den einzelnen Pfeilern entstehenden Aufstauungen des Oberwassers sich miteinander vereinigen und über die ganze obere Breite des Flusses oder Kanals reichen, also diese Pfeiler eine förmliche Bettverengung bilden". Nur in diesem Fall darf man also die Wexschen Formeln verwenden.

In der Regel wird der höchstzulässige Wert von $y_a = H_1$ (Fig. 82) gegeben sein, dann erhält man mit $t = H_2$ die Näherungswerte

$$\frac{Q}{b} = 1{,}77\, y_a^{3/2} + 2{,}35\, t\, y_a^{1/2} \quad \text{und} \quad b = \frac{Q}{1{,}77 \cdot y_a^{3/2} + 2{,}35\, t\, y_a^{1/2}} \qquad 14$$

Schon in § 18 haben wir S. 144 unter D darauf hingewiesen, daß die Näherungsgleichung 23 ganz ungenaue Werte ergibt. Dies gilt natürlich auch für vorstehende Gl. 14. Wir empfehlen deshalb als erste Näherungsgleichung nicht diese, sondern Gl. 25 des § 18 mit y_a statt H, t statt H_2 und $0{,}76 + y_a$ statt y oder besser Gl. 39 des § 17 mit y_a statt h_3 und $t = h_1 - y_a$, also in der Form:

$$\frac{Q}{b}\, 1{,}95\, [(y_a + k)^{3/2} - k^{3/2}] + 2{,}83\, (h_1 - y_a) \sqrt{y_a + k} \qquad 15$$

zu verwenden.

Die Formel, welche Wex auf S. 52 seiner Schrift gibt und welche zunächst für Fluß- und Kanalverengungen gilt, lautet:

$$\left.\begin{aligned} Q &= b \sqrt{2g} \left\{ {}^2/_3\, \mu \left[s_1^{3/2} - s^{3/2} \right] + \mu_1 \left[t - \frac{v^2}{3g} \right] \cdot s_1^{1/2} \right\} \\ \text{wo} \quad s &= \frac{c^2}{2g} \left(1 + \frac{B - b}{b} \cos^2 \frac{\varphi}{2} \right) \\ s_1 &= s + y_a + \frac{v^2}{3g} \\ s_m &= s_1 \end{aligned} \right\} \qquad 16$$

$$c = \frac{Q}{b\,(t + y_a)} \qquad 17$$

$s_m = s_1$ entsteht, wenn man in Gl. 18 des § 18 $w = 0$ setzt.

Für die Werte μ und μ_1 empfiehlt Grävell vorläufig $\mu = \mu_1 = 0{,}80$ zu setzen.

Ist die Breite der gesamten Öffnungen gesucht, so findet man diese aus der Gleichung:

$$b = \frac{Q}{4{,}43\left\{\frac{2}{3}\,\mu\left[\left(\frac{c^2}{2g} + y_a + \frac{v^2}{3g}\right)^{3/2} - \left(\frac{c^2}{2g}\right)^{3/2}\right] + \mu_1\left(t - \frac{r^2}{3g}\right)\sqrt{\frac{c^2}{2g} + y_a + \frac{v^2}{3g}}\right\}} \qquad 18$$

Zu Vorstehendem vergleiche man auch § 3, Aufgabe 2.

4. Verfahren von Grävell. Grävell macht den beachtenswerten Vorschlag, die aus den Untersuchungen über Schiffswiderstände abgeleiteten Formeln zu verwenden. Die Koeffizienten ließen sich in wichtigeren Fällen aus Modellversuchen bestimmen.

Beispiel. Über einen Fluß mit $\Sigma\, Q_{max} = 360$ cbm/sek.; $\Sigma\, B_{mittel} = 60$ m, $t = 2{,}00$ m, also $v = 360 : 2{,}60 = 3{,}00$ m soll senkrecht zur Flußachse eine Brücke mit zwei spitzwinkligen Strompfeilern von je 3 m Stärke erbaut werden, deren zwei Ortpfeiler in 60 m Entfernung stehen. Der Fluß soll also an der Brückenbaustelle nicht erbreitert werden. Da drei gleiche Öffnungen vorhanden sind, so wird

$$Q = \frac{360}{3} = 120 \quad B = \frac{60}{3} = 20 \quad b = \frac{60 - 6}{3} = 18$$

Gesucht die Stauwirkung der Brückenpfeiler.

1. Berechnung nach d'Aubuisson. Nach Gl. 7 ist für spitzwinklige Pfeiler mit der Lichtweite $b = 18{,}0$ m:

$$\mu = 0{,}85 + 0{,}014\sqrt{b} = 0{,}85 + 0{,}059 = 0{,}91$$

Damit kommt nach Gl. 5:

$$y'_a = 0{,}06\left[\left(\frac{120}{0{,}91 \,.\, 18 \,.\, 2}\right)^2 - \left(\frac{120}{20 \,.\, 2}\right)^2\right] = 0{,}26 \text{ m}$$

Dies gibt in Gl. 4:

$$\underline{y_a} = 0{,}06\left[\left(\frac{120}{0{,}91 \,.\, 18 \,.\, 2}\right)^2 - \left(\frac{120}{20\,(2 + 0{,}26)}\right)^2\right] = \underline{0{,}38 \text{ m}}$$

Anm. Zur Verwendung des Freytag schen Verfahrens wurde ein parabolisches Profil mit $Q = 360$ $B = 60$ $v = 3{,}00$ $t_{mittel} = 2{,}0$ $t_{max} = 2{,}60$ $t_{min} = 0{,}8$ ($J = 0{,}00233$ $m = 1{,}7$) zugrunde gelegt und $y_a = 0{,}44$ gefunden.

2. Berechnung nach Rühlmann. Nach Gl. 12 ist

$$\alpha = \frac{120}{4{,}43 \,.\, 20} = 1{,}36 \qquad \beta = \frac{120}{4{,}21 \,.\, 18} = 1{,}58$$

also nach Gl. 13:

$$f = 0{,}67\,x^3 + 2{,}0\,x - \sqrt{0{,}64} = 0$$

$$\begin{aligned} \text{für } x &= 1 & \text{wird } f &= 1{,}87 \\ x &= 0{,}5 & &= 0{,}284 \\ x &= 0{,}3 & &= -0{,}182 \end{aligned}$$

Durch graphische Interpolation findet sich $x = 0{,}38$ also $y'_a = x^2 = 0{,}145$. Damit wird

$$v_a = \frac{120}{20 \,.\, 2{,}145} = 2{,}80 \quad \text{und} \quad k = 1{,}2\,\frac{2{,}80}{19{,}62} = 0{,}48$$

und so erhält Gl. 9 den Spezialwert:

$$0{,}83 = 0{,}33\left[(y_a + 0{,}48)^{3/2} - 0{,}48^{3/2}\right] + (y_a + 0{,}48)^{1/2}$$

woraus

$$f(y_a) \equiv 0{,}33\,(y_a + 0{,}48)^{3/2} + (y_a + 0{,}48)^{1/2} - 0{,}94 = 0$$

Die Gleichung ist befriedigt für $y_a = 0{,}14$ m. Die Näherungsformel gab also in unserem Fall einen mit der endgültigen Formel übereinstimmenden Wert.

3. Berechnung nach Wex. a) Gl. 14 liefert mit $Q : b = 120 : 18 = 6{,}66 \cdots$ den Ansatz:

$$6{,}66 \ldots = 1{,}77\, y_a^{3/2} + 2{,}35\, t\, y_a^{1/2}$$

Setzt man zunächst probeweise $y_a = 1{,}0$ ein, so folgt mit $t = 2{,}0$

$$6{,}66 \cdots = 1{,}77 + 4{,}70 = 6{,}47$$

Der Wert $y_a = 1{,}0$ ist also noch zu klein, um Gl. 14 zu befriedigen, und unsere Angabe unter Nr. 3 ist erwiesen.

b) Verwenden wir die Gl. 25 des § 18, welche für $c = v = 3{,}00$ gilt, so liefert sie mit $y_a = 0{,}24$ den Wert $6{,}67 - 5{,}22 = 1{,}45$ und mit $y_a = 0{,}54$ den Wert $6{,}67 - 6{,}63 = +0{,}04$, woraus sich durch graphische Interpolation als neuer Wert $y_a = 0{,}56$ ergibt.

c) Mit Gl. 15 ergibt sich $y_a = 0{,}46$.

d) Benutzen wir die Gl. 16 u. 17, so erhalten wir mit dem unter b erhaltenen Näherungswert $y_a = 0{,}56$ folgende Berechnung. In Fig. 79 sei $\sphericalangle\, \varphi = 45°$, S. 143 die mittlere Schräge des Pfeilerkopfs, dann ist $\cos^2 \frac{\varphi}{2} = 0{,}85$, ferner mit Gl. 17, wenn wir mit den Gesamtwerten $Q' = 360$ $B' = 60$ $b' = 54$ rechnen, wie es nach der Wexschen Grundannahme sinngemäß zu geschehen hat:

$$c = \frac{360}{54\,(2 + 0{,}56)} = 2{,}61$$

Mit $v = 3{,}00$ kommt dann aus Gl. 16:

$$s = \frac{2{,}61^2}{19{,}62}\left[1 + \frac{60 - 54}{54} \cdot 0{,}85\right] = 0{,}38$$

$$s_1 = 0{,}38 + y_a + \frac{3^2}{29{,}43} \qquad = y_a + 0{,}69$$

Setzt man nach Grävell $\mu = \mu_1 = 0{,}80$, so folgt:

$$360 = 54 \cdot 4{,}43 \cdot 0{,}8 \left\{0{,}67\left[(y_a + 0{,}69)^{3/2} - 0{,}38^{3/2}\right] + [2{,}00 - 0{,}31]\,(y_a + 0{,}69)^{1/2}\right\}$$

oder

$$f(y_a) \equiv (0{,}69 + y_a)^{3/2} + 2{,}54\,(0{,}69 + y_a)^{1/2} - 3{,}04 = 0$$

welche für $y_a = 0{,}15$ befriedigt ist.

Zusammenstellung. Wir haben erhalten:

nach	d'Aubuisson	(Gl. 4 u. 5):	$y_a = 0{,}38$ m · $\mu = 0{,}91$
„	Freytag		$y_a = 0{,}44$ m · $\mu = 0{,}91$
„	Rühlmann	(Gl. 9):	$y_a = 0{,}14$ m · $\mu = \mu_1 = 0{,}9$
„	Wex	(Gl. 25 des § 18):	$y_a = 0{,}56$ m · $\mu = 0{,}6$ $\mu_1 = 0{,}53$
„	„	(Gl. 16):	$y_a = 0{,}15$ m · $\mu = \mu_1 = 0{,}8$
„	Gleichung 15		$y_a = 0{,}46$ m · $\mu = 0{,}68$ $\mu_1 = 0{,}64$

Die vorstehenden Berechnungen zeigen zur Genüge, auf wie unsicherer Basis die Bestimmung der Stauwirkung bei Brücken ruht. Wir entnehmen daraus die Forderung, daß man bei Brückenpfeilern durch geeignete Profilerweiterung für ungestörten Hochwasserablauf, d. h. für kleinen Anstau sorge; in diesem Fall werden sich auch die Formeln am ehesten verwenden lassen. Einen wesentlichen Einfluß auf die Verschiedenheit der Resultate hat natürlich die Ungleichheit der Koeffizienten. Wir weisen auf diejenigen der Gl. 15 (s. S. 134 G. 39) hin. Bei wichtigen größeren Bauten empfiehlt es sich Laboratoriumsversuche auszuführen, deren Bedeutung noch längst nicht genügend gewürdigt wird.

§ 25. Senkungskurven nach Tolkmitt.

In manchen Fällen wird an einer Stelle eines Gerinnes eine plötzliche Spiegelsenkung hervorgerufen, z. B. durch Baggerung, durch Anlegung von Durchstichen, bei der Einmündung in einen See; in Städtekanalisationen bei den Notauslässen (vgl. Fig. 109).

Die Berechnung der Senkungskurve kann erfolgen nach Tolkmitt [191] S. 130. Man benutzt die Gleichung:

$$x = \frac{a}{J}\left[f\left(\frac{a-z}{a}\right) - f\left(\frac{a-h}{a}\right)\right]\cdot\left[1 - J\frac{k^2}{g}\right] - \frac{h-z}{J} \qquad 10$$

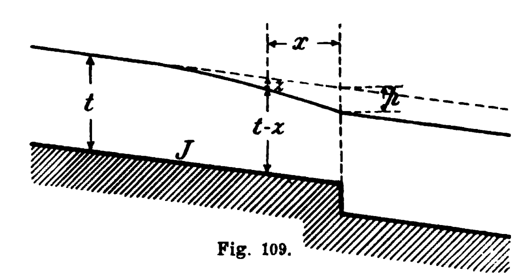


Fig. 109.

worin gegeben sind als x Abszisse der Absenkung z, ferner $a = \frac{3}{2}\cdot\frac{F}{B}$ und $g = 0{,}81$, sowie k als der Kuttersche Wert.

Zur Berechnung dient Tabelle 76.

Beispiel. In einem Fluß mit $B = 40$ $t = 0{,}80$ $J = 0{,}0005$ wird an bestimmter Stelle eine Senkung $h = 0{,}40$ m erzeugt. In welchem Abstand von der Stelle ist $z = 0{,}30$ m?

Es ist $F = 0{,}8 \cdot 40 = 32$ und $a = 3 \cdot 32 : 2 \cdot 40 = 1{,}2$.

Ferner ist $U = 41{,}6$ und $P = 0{,}76$.

Mit $m = 1{,}5$ (Kutter) wird $k = 36{,}6$, damit ist:

$$\frac{a-z}{a} = \frac{0,9}{1,2} = 0,750 \qquad f(0,750) = 0,808$$

$$\frac{a-h}{a} = \frac{0,8}{1,2} = 0,667 \qquad f(0,667) = 0,696$$

$$\text{Diff.} = 0,112$$

woraus:

$$x = \frac{1,2}{0,0005}\left[0,112\right] \cdot \left[1 - 0,0005\,\frac{36,6^2}{9,81}\right] - \frac{0,1}{0,0005} = 54\ \text{m}$$

Tabelle zur Berechnung der Senkungskurven nach Tolkmitt.

Tabelle 76.

$\frac{a-z}{a}$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$	Δ	$\frac{a-z}{a}$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$	Δ	$\frac{a-z}{a}$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$	Δ
1,0	∞	—	0,90	1.103	0,014	0,70	0,739	0,013
0,995	1,889	∞	0,89	1,075	0,028	0,69	0,726	0,013
0,990	1.714	0,175	0,88	1,049	0,026	0,68	0,713	0,013
0.985	1,610	0,104	0,87	1,025	0,024	0,67	0,701	0,013
0,980	1,536	0,074	0,86	1,002	0,023	0,66	0,688	0,013
0,975	1,479	0,055	0,85	0,980	0.022	0,65	0,676	0,012
0,970	1,431	0,048	0,84	0,960	0,020	0,64	0,664	0,012
0,965	1,391	0,040	0,83	0,940	0,020	0,63	0,652	0,012
0,960	1,355	0,036	0,82	0,922	0,018	0,62	0,640	0,012
0,955	1,324	0,031	0,81	0,904	0,018	0,61	0,628	0,012
0.950	1,296	0,028	0,80	0,887	0,017	0,60	0,617	0,011
0.945	1,270	0,026	0,79	0,870	0,017	0,55	0,561	0,056
0 940	1,246	0,024	0,78	0,854	0,016	0,50	0,506	0,055
0.935	1,224	0,022	0,77	0,838	0,016	0,45	0,454	0,052
0,930	1,204	0,020	0,76	0.823	0,015	0,40	0,402	0,052
0,925	1,185	0,019	0,75	0,808	0,015	0,35	0,351	0,051
0.920	1,166	0,019	0,74	0,794	0,014	0 30	0,300	0,051
0 915	1,149	0,017	0,73	0,780	0,014	0,20	0,200	0,100
0.910	1,133	0,016	0,72	0,766	0,014	0,10	0,100	0,100
0,905	1,117	0,016	0,71	0,752	0,014	0,00	0,000	0,100

Neuerdings hat auch Schaffernak eine Methode zur Senkungsberechnung entwickelt, s [66] S. 128.

In der Z. G. K. 1899, Heft 5 hat Rother untersucht, ob und in welchem Umfang sich in einem Leitungsbett mit freien Spiegeln die Förderfähigkeit durch Absenkung des Auslaufspiegels erhöhen läßt.

Namentlich für städtische Kanäle gelten die von Müller in Ö.W.B. 1912, Heft 4 aufgestellten Gleichungen.

Abschnitt V.

Niederschlag und Abfluß.

---

§ 26. Über Niederschläge.

1. Kondensation von Wasserdampf findet statt:

a) Durch Wärmestrahlung gegen den Weltraum.

b) Durch Berührung feuchter Luft mit kalten Gegenständen; z. B. am Erdboden oder bei Mischung von kalter und warmer feuchter Luft.

c) Durch Ausdehnung der Luft infolge verminderter Pressung bei mangelnder äußerer Wärmezufuhr (vgl. hierzu [204] Bd. 1, S. 238 ff.).

2. Auf die jährliche Niederschlagshöhe h mm eines Orts oder Gebietes sind von Einfluß:

a) Die geographische Breite: h nimmt ab mit zunehmender Breite.

b) Die Höhe über dem Meer: h nimmt zu mit der Höhe.

c) Die Entfernung vom Meer: h nimmt ab mit zunehmender Entfernung.

d) Die orographischen Verhältnisse und die Richtung der Regenwinde: auf der den Regenwinden zugekehrten Seite von Gebirgen ist h größer als auf der sogenannten Regenschattenseite. h ist am größten an Gebirgen, welche direkt aus dem Meer emporsteigen.

e) Der Waldbestand: auf Waldgebieten fällt etwas mehr Regen als auf unbewaldeten Gebieten. Aber die Wasserzurückhaltung ist dort wesentlich größer, so daß die oberflächliche Abflußmenge von bewaldeten Gebieten kleiner ist als von unbewaldeten.

f) Der Anteil des Schnees an der Niederschlagshöhe: 10 mm frischer Schnee entspricht (in Schlesien) nach Hellmann im Mittel 0,8—1,0 mm Wasserhöhe.

3. Die mittlere jährliche Regenhöhe der Erde ist nach J. Murray 884 mm, entsprechend den Höhen von Bielefeld, Goslar, Harzburg, Genf. Weniger als 250 mm Regenhöhe haben unter anderen die Wüsten der Sahara, von Arabien, Ostpersien, Westchina, der mittlere Teil von Australien, Grönland, das Koloradoflußgebiet, die Westküste Südamerikas vom 20. bis zum 40. Breitengrad.

Die durchschnittliche jährliche Regenhöhe beträgt in Deutschland 660 mm, und zwar entfallen auf den Winter 18,1 %, auf den Frühling 22,4 %, auf den Sommer 36,0 % und auf den Herbst 23,5 % der Niederschläge. Man kann mangels genauerer Unterlagen etwa annehmen, daß bei uns die normalen Maxima und Minima der Jahresregenhöhe eines Ortes um je 15 ÷ 30 % ihres mittleren Wertes über bzw. unter jenem Mittelwert liegen. Die folgende Tabelle gibt einige Mittelwerte.

Tabelle 77.

Gebiet	*h* mm	Gebiet	*h* mm
Baden	1000	Norwegen (Binnenland) .	500—1200
Bayern (Donau) . . .	880	Ost- und Westpreußen .	580
Brandenburg	560	Österreich: Dalmatien .	1420
Cherrapoonje (Indien) .	14200	— Donau (Niederösterr.)	780
Dalmatien (1900) . . .	620—5400*)	— Elbe	750
Deutschland	660	— Oder	900
Elsaß (Rhein)	1060	— Rheingebiet	1210
— (Mosel)	820	Provinz Posen	510
Hannover - Braunschweig	720	Sachsen-Thüringen . . .	590
Harz	600—1000	Schlesien	680
Hessische Lande . . .	680	Schleswig-Holstein . . .	590
Hohenzollern	790	Schweiz	1190
Mecklenburg, Pommern	600	Teile des Himalaya bis	14000
Norwegen (Küste) . .	1000—2400	Vera Cruz (Mexiko) . .	4650

Wertvolle Mittelwerte für größere Gebiete finden sich in einer Arbeit von Fritzsche in der Z. G. K. Bd. VII, Heft 6. Tafeln der örtlichen Niederschlagshöhen finden sich zahlreich in den Veröffentlichungen der meteorologischen Institute, im Handb. d. Ing.-Wiss. Teil III, Bd. 1 und in allen technischen Kalendern.

Die obige Tabelle gibt nur mittlere Höhen, für Talsperrenprojekte insbesondere sind jedoch die Schwankungen der Jahresregenhöhe sehr wichtig. An der Lennepesperre bewegten sie sich von 1882 bis 1896, also während 15 Jahren, zwischen 924 und 1662 mm und betrugen im Mittel 1217 mm!

Monatliche Regenhöhen. Ihr Maximum fällt in Deutschland in die Monate Juni bis August. Im Juli liegt es in etwa 45 %, im August in etwa 24 %, im Juni in etwa 16 % der Fälle. 250 mm monatliche

*) A. B. 1902, Heft 4.

Regenhöhe werden im allgemeinen nicht oft überschritten, dagegen sind 200 mm nicht selten. Eine Beziehung zwischen größten und mittleren Höhen ist bisher nicht aufzufinden. Die Tabelle 78 zeigt Beispiele der mittleren prozentualen Verteilung.

Tabelle 78.

Gebiet	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	h cm
Baden, Rheinebene	6,1	5,5	8,0	6,2	6,9	12,7	12,2	9,6	9,2	11,5	6,6	5,7	—
Braunschweig, Seeküste	6,1	5,5	6,4	5,1	6,9	8,2	11,7	12,8	9,6	11,3	8,4	8,0	—
Elbe bei Schandau	4,8	4,9	7,1	6,4	9,5	12,6	13,3	11,3	9,4	7,9	6,0	6,6	68
Hessen-Nassau u. Rheinprovinz	7,2	6,2	6,9	6,1	8,2	10,2	11,5	9,9	8,1	9,3	7,9	8,5	(69)
Kocher (Württemberg)	5,6	6,7	7,4	7,4	8,4	12,6	11,4	9,6	8,3	9,8	6,1	6,7	73
Oder bei Oppeln (1850 bis 1865)	4,9	5,0	5,3	5,9	9,3	12,6	14,2	17,8	9,1	6,3	4,9	4,5	65
Ostpreußen	5,7	5,0	5,7	6,0	8,5	9,9	14,5	11,8	9,8	9,7	6,9	6,5	60
Schlesien, Ebene	5,2	5,1	6,7	6,3	9,7	12,0	13,9	12,4	9,0	7,4	6,3	6,0	(68)
Remscheid	10	9	8	8	7	7	10	8	7	8	9	9	—
Elsaß	6	6	7	7	10	11	11	11	8	8	8	7	—
Zentralfrankreich	6	6	7	7	10	10	8	9	10	11	9	7	—
Kalifornien	20,0	15,0	14,1	8,6	3,2	0,4	0,1	0,2	0,7	3,9	11,0	22,8	—
Bombay	0,2	0	0	0	0,8	27,8	33,2	20,2	14,8	2,4	0,6	0,1	240

Diese Verhältniszahlen lassen sich mit Vorsicht auch auf andere Flußgebiete mit ähnlichem Klima übertragen (Talsperren- und Wasserkraftanlagen).

Tägliche Regenhöhen sind besonders für kleinere Flußgebiete von Wichtigkeit. Sie sind am größten im Juli, dann folgen August, Juni, Mai und September. Im Gebirge sind die hohen Werte häufiger als in der Ebene. 150 mm ist schon eine recht hohe Zahl, selbst Tagesregen von über 75 ÷ 100 mm sind nicht häufig.

Von Hellmann stammt die für Norddeutschland geltende Formel:

$$h_{t\,max} = 21{,}38 + 0{,}0211\,h$$

wo h die mittlere jährliche, $h_{t\,max}$ die mittlere Maximaltagesregenhöhe bedeuten. $h_{t\,max}$ verhält sich zum absoluten Maximum wie 1 : 2,75. Ebenfalls nach Hellmann betragen die höchsten Tagesmaxima: in trockenen Gegenden 20—30 %, in feuchten 15—19 % der mittleren Jahresmengen.

Sturzregen nennt man kurzdauernde heftige Regenfälle. Sie sind verhältnismäßig selten, lokal beschränkt, bevorzugen die warme Jahreszeit und das Binnenland.

Für die norddeutschen Stromgebiete vermochte Hellmann die Beziehung

$$h = 3{,}522^{2/3} - 0{,}311\,t$$

aufzustellen [99], wo h in Millimeter, t in Minuten gegeben ist.

Dagegen ist in Norddeutschland nach den vorliegenden Beobachtungen keine Beziehung vorhanden zwischen Stärke und Dauer eines Niederschlags einerseits und der mittleren Jahresniederschlagshöhe anderseits. Damit sind die von seiten mancher Kanalisationsingenieure auf dieser Grundlage aufgestellten Formeln hinfällig.

Für vorsichtige Rechnung nimmt man meist an, bei Beginn eines Sturzregens sei der Boden durch vorhergegangene schwächere Niederschläge bereits mit Wasser getränkt. Über Sturzregen bei Städtekanalisationen s. § 30.

Von neueren Studien sei erwähnt: Bortosek, Höchste und mittlere Niederschlagsmaxima im Donaugebiet, Ö. W. B. 1914, Heft 18.

§ 27. Über Versickerung und Verdunstung.

A. Die Versickerung wird beeinflußt durch:

1. Die Natur und Lagerung des Bodenmaterials.
2. Die Neigung der Bodenoberfläche und ihre Lage zu den Himmelsrichtungen.
3. Die Verteilung der Niederschläge. Von schwachen Regengüssen versickert relativ mehr als von Sturzregen.
4. Von der Lufttemperatur*) und damit der Verdunstungsgröße.
5. Von der Farbe des Bodens und seiner Bedeckung.

Über die Größe der Versickerung ist es unmöglich, allgemein gültige Werte zu geben. Nach Pflaumer bleiben im Waldboden 55 % der Niederschläge haften. Bei Vorhandensein einer Grasnarbe lassen nach Wollny Sand etwa $^1/_5$, Torf etwa $^1/_5$, Lehm etwa $^1/_{25}$ der Wassermenge einsinken, welche bei kahler Oberfläche versickert.

Höfer v. Heimhalt gibt als Versickerungsprozente gegenüber der Regenhöhe bei horizontaler Bodenoberfläche die Werte der Tabelle 79 auf folgender Seite an.

Beim Neckar-Donaukanalprojekt wurden 0,0006 sl/qm Versickerungsmenge zugrunde gelegt. Die Annahmen schwanken im übrigen zwischen 25 und 75 mm pro 24 Stunden. Die Versickerungsmenge kann bei längerem Betrieb eines Bauwerks (Kanal, Talsperre) durch Verdichtung des Bodens sehr erheblich abnehmen.

---

*) NB. Gefrorener Boden verhindert die Versickerung.

Tabelle 79.

	Im Mittel %	Im Minimum %
In sand- und kieselhaltiger Ackererde . .	23,5	9,6
Im Kreidemergel	38,3	25,9
Im Tonboden	37,9	29,2
Grenzwerte	28,1—43,9	14,5—38,8
Im Lehmboden	51,2	44,2
Grenzwerte	41,0—60,0	37,1—50,2
Im lehmigen Sandboden	40,5	28,2

Am Rhein-Hernekanal wurde durch Versuche in einem in fast reinen Sandboden von 0,05—0,4 mm Korn eingeschnittenen Bett während zwei Monaten pro 1 km Kanallänge eine Versickerungsmenge von 13,54 abnehmend auf 12,46 Sekundenliter gemessen. Die letztere Zahl kann für Dauerzustände bei ähnlichem Material zugrunde gelegt werden (Z. B. 1913, 30. VIII.).

Über weitere Zahlen vgl. [204] Bd. 1, S. 268.

B. Die Verdunstungsmenge wird beeinflußt durch:

1. Die Farbe und die Bedeckung des Bodens (Streudecke).
2. Die Größe und Lagerung der Bodenteilchen.
3. Das Material der Bodenteilchen.
4. Das Sättigungsdefizit der Luft.
5. Die Tiefenlage des Grundwasserstands.
6. Die Luftbewegung (Winde).
7. Die Neigung des Bodens und seine Lage zu den Himmelsrichtungen.

Über die Verdunstungsgröße besitzt man heute weder Absolutwerte noch genügend genaue Vergleichswerte. Man muß also etwaige Folgerungen aus den Werten mit der allergrößten Vorsicht ziehen. Zur Bestimmung der Verdunstungshöhe gibt Gravelius [86] S. 159 die Gleichung

$$V = (1 - \lambda)\,(R - C) + C$$

worin R die jährliche Regenhöhe, λ und C durch Beobachtungsreihen bestimmbare Konstanten sind; über ihre Bedeutung vgl. S. 209 und [86] S. 155.

Immerhin mag auch in unserem Klima die jährliche Verdunstungshöhe 60 % der Niederschlagshöhe erreichen, ja überschreiten.

Manche Forscher nehmen die Verdunstungshöhe sogar zu 80 und mehr Prozent der Niederschlagshöhe an*). In heißen, trockenen Klimaten ist sie sicher größer; vgl. die unten folgende Tabelle von Mager.

*) Weiße Kohle 1908, S. 245. — Ga 1906, Nr. 48.

a) Nach Volger (Grundlehren d. Kulturtechnik I, S. 151) verdunsten von den im Verlauf eines Jahres auf den Boden fallenden Regenmengen

auf nacktem Moor	29,3 %
auf oberflächlich mit Sand gemischtem Moor . .	25,5 %
auf mit grobem Sand bedecktem Moor	11,6 %

Nach Mager verdunstet ein 2 cm hoch mit Sand bedeckter Boden nur zwei Drittel der Menge desselben, aber unbedeckten, Bodens. Kalk und Ton geben nach Mager die doppelte Verdunstungshöhe, wie Sand und Humus.

b) Über den Einfluß der Windgeschwindigkeit hat Imbeaux in Z. G. K. 1899, S. 220, 257 Angaben gemacht, auf welche wir verweisen.

c) Riedway stellte in Laramie (Ver. Staaten) Versuche über Verdunstung an (Kulturtechniker 1904). Danach betrug bei einer Tiefe des Grundwasserstandes von

15 30 45 55 cm

die tägliche Verdunstung in Millimetern:

5,3 3,9 2,5 2,0

und zusammen verdunsteten in den Monaten Mai bis September 280—750 mm Grundwasser, die durch Kapillarkraft an die Bodenoberfläche gehoben waren. Bei Kies- und Sanduntergrund dürften sich unter Umständen wesentlich kleinere Zahlen ergeben.

d) Im nördlichen Indien beträgt die Verdunstung bei bewässerten Flächen im Minimum 0,2—0,5, im Maximum 0,86 cbm pro Sekunde und Hektar. In den Zuleitungskanälen gehen 30—70 % des Wassers verloren.

e) In einzelnen Gebieten Amerikas hat man statt der offenen Gräben Stollen gebaut, um die etwa 25 % betragende Verdunstung zu verringern.

f) An holländischen Kanälen rechnet man mit 900 mm Verdunstung pro Jahr, an drei Stellen des Kanals Nivernais ergaben sich in dreijährigem Durchschnitt 920, 480, 622 mm, an einem benachbarten Reservoir (Setton) im Jahr 1894 769 mm.

g) Für preußische Kanalprojekte nahm man früher 4 mm pro Tag an, dasselbe ergaben französische Versuche, wobei die Gesamtverluste 30—40 mm pro Tag betrugen. Beim Mittellandkanalprojekt legte man 11 mm Verdunstung pro Tag zugrunde (vgl. auch Handb. d. Ing.-Wiss. III. Teil, Bd. 1, S. 52). Am Dortmund-Emskanal hat man an heißen Tagen 10 mm beobachtet. Beim Neckar-Donaukanalprojekt wurden 0,0007 sl/qm angenommen.

h) Mager gibt folgende jährliche Regen- und Verdunstungshöhen über Wasser an:

Tabelle 80.

Örtlichkeit	h in mm	Verdunstung in mm
Sahara	146	4174
Arles	423	2563
Rom	750	2462
Marseille	512	2289
Orange	696	1875
Genf	746	1210
Lille	666	887
England (nach Dalton) . . .	950	762
Paris (1839—1872)	550	705
Augsburg (nach König) . . .	—	1626 (im Sommer 1221)

i) Von Talsperrenanlagen werden nachstehende jährliche Verdunstungshöhen angegeben:

Bevertalsperre ($h = 940$ mm)	1025 mm
Lennepetal (20jähriger Durchschnitt) ($h = 1170$ mm)	810 „
Remscheid (17jähriger Durchschnitt)	876 „
Vogesensperren	600 „
Sweetwatersperre	1220—1350 „
Bearvalleysperre	900 „
Ekrukbecken (Indien) in 8 Monaten	2140 „

Vgl. auch Geolog. Zentralbl. 1910 (4), S. 291. — Für die Brüxer Talsperre nahm Verfasser 800 mm pro Jahr an.

Die jährliche Verdunstung verteilt sich ungleich auf die einzelnen Monate des Jahres; sie ist in den Sommermonaten am größten, in den Wintermonaten am geringsten. Im Laufe eines einzelnen Tages hängt die Verdunstung von den gerade herrschenden Winden, der Temperatur usw. ab, und ist unter sonst gleichen Verhältnissen morgens am größten und nachmittags am geringsten.

Auf den Berninaseen wurden in einem Jahr beobachtet pro Tag: im Mai 1, Juni 2, Juli 3, August 3 und September 2 mm Verdunstung.

Über die Verteilung der Verdunstung gibt die folgende Tabelle ein Bild. Die Verhältniszahlen gestatten eine Verwendung in ähnlichen Fällen.

Tabelle 81.

Örtlichkeit	Prozentuale Verdunstungshöhen in den 12 Monaten												mm pro Jahr
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
Arnstadt	2,7	3,1	6,1	9,1	13,1	14,6	16,6	13,6	9,6	5,9	3,1	2,5	—
Dresden (1883/93)	2,8	3,8	7,4	12,8	14,6	12,6	11,6	12,6	8,8	5,6	4,1	3,5	381
Chemnitz (1883/93)	3,6	4,3	6,8	10,2	14,0	11,8	12,1	12,0	9,8	7,2	4,6	4,4	367
Stuttgart	2,2	3,2	6,4	9,6	14,8	15,2	15,5	13,4	8,6	5,1	3,5	2,5	—
Lennepetal, Ülfetal, Bevertal (je 1889/92)	1,70	0,68	6,15	14,45	17,00	11,44	10,42	8,63	17,16	8,19	4,01	0,17	1171
Magdeburg	1,9	2,2	5,0	9,7	14,3	16,4	16,5	14,0	11,1	4,8	2,9	1,8	503

Die folgende Zusammenstellung, bei welcher man besonders die sechste Zeile beachte, ist aus Fanning: Hydraulic and water supply engineering, New York 1902, zusammengestellt.

Tabelle 82.

Nr.	Alle Zahlen sind mm	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	August	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.	Im ganzen
1.	Offenes Becken zu Boston	23	31	46	79	117	149	160	138	104	75	42	31	1015
2.	Offenes Wasser in Emdrup (Dänemark, 55° 41″ N. B.) 1849—1859	17,8	12,7	22,9	51	99	133	132	112	66	33	17,8	12,7	729,9
3.	Ebenda von kurzem Gras (1852—1859) . .	17,8	20,3	30,5	66	104	140	132	120	71	33	17,8	12,7	765,1
4.	Ebenda von langem Gras (1849—1856) . .	23	15,2	35,6	66	120	170	236	200	132	74	33	12,7	1117,5
5.	Ebenda mittlere Regenhöhe (1848 bis 1859)	38	43	25,4	40,6	38	56	61	61	51	58,5	46	38	546,5
6.	Verhältniszahlen für Seebecken in den Ver. Staaten, mittlere monatliche Verdunstung = 1 gesetzt	0,300	0,318	0,426	0,732	1,128	1,530	1,830	1,952	1,793	1,055	0,558	0,378	—

§ 28. Über Abflußmengen.

I. Einzugsgebiete. Unter Wasserscheide versteht man nach Philippson „jede Linie, in der sich zwei Gefällsrichtungen der Erdoberfläche nach oben zu schneiden". Man unterscheidet zwischen orographischem (oberflächlichem) und hydrographischem (unterirdischem, Quell-) Einzugsgebiet und nennt letzteres auch Infiltrationsgebiet. Die Feststellung eines Infiltrationsgebiets auf Grund von Höhenkurvenkarten kann zu den schwersten Irrtümern führen. Für Weiteres vgl. [204] Bd. 1, S. 278 ff.

II. Nieder-, Mittel- und Hochwasser. Bei der Kompliziertheit des Abflußvorgangs muß man sich stets vor Augen halten, daß selbst auf Grund von vieljährigen Beobachtungen aufgestellte Mittelwerte streng genommen nur orientierenden Wert besitzen können.

Bei der Bestimmung von Abflußmengen ist die Kenntnis der folgenden Gesichtspunkte von Wert.

1. Man erhält hohe Abflußziffern und große Abflußschwankungen:

a) bei undurchlässigem Boden (kompaktem Fels, tonigem Untergrund),
b) bei großer Meeres- und damit Regenhöhe,
c) bei gleichen klimatischen Verhältnissen im ganzen Gebiet,
d) bei steilen Hängen, engen Tälern,

e) bei nicht Wasser zurückhaltender Bodenbedeckung,

f) bei geringer Verdunstung,

g) beim Fehlen von Überschwemmungsgebiet, von See- oder Moorflächen. Diese wirken stark ausgleichend auf den Abfluß und verursachen niedere Hochwasserzahlen. Gletscher und Schneefelder erhöhen die Sommerwassermengen.

2. Die kleinsten Abflußmengen ergeben sich wohl gegen das Ende langer strenger Winterperioden.

3. Der größte Abflußkoeffizient ergibt sich, wenn vor der eigentlichen Niederschlagsperiode die Poren der Erdoberfläche durch Regen, Schnee oder Frost bereits gedichtet waren.

4. Je größer ein Gebiet ist, desto bedeutender ist der Einfluß der Regendauer und desto geringer die Wirkung lokaler, selbst heftiger Niederschläge. Bei kleinen Gebieten richtet sich die Abflußmenge in erster Linie nach der Regenstärke.

5. Die größtmögliche Abflußmenge tritt in Gebieten, welche sich der Fächerform nähern, schon bei kürzeren Niederschlägen auf, als in langgestreckten Gebieten von derselben Größe (vgl. Fig. 110 u. 111).

6. Bei Niederschlagsgebieten von wechselnder Breite kommt in der Regel nicht das ganze Gebiet und dessen Abflußzeit für die Bildung der Höchstwelle in Betracht, sondern nur ein Teil des Gebiets.

F

Fig. 110.

F

Fig. 111.

7. Für die Kenntnis des Verlaufs von Hochwasserquellen größerer Ströme ist Voraussetzung die Kenntnis der Hochwasserquellen ihrer Nebenflüsse, zumal da die Hochwässer in beiden sehr oft zu verschiedenen Zeiten auftreten.

8. Stets müssen Rechnung und direkte Beobachtung Hand in Hand gehen. Bei länger dauernden Messungen sind eventuelle Veränderungen der Meßstelle zu berücksichtigen. Direkte Messung ist stets das sicherste Verfahren.

Anm. 1. In Alpentälern sollen bei Föhn Schneeschmelzen von 6—8 cm pro Stunde beobachtet worden sein.

Anm. 2. Bei Föhnsturm und Schneeschmelze stieg die Isar einmal in wenigen Stunden von 40 auf 1000 cbm/sek.

Anm. 3. Bei Bemessung von Bahnbrücken geben oft benachbarte Straßenbrücken oder Hochwassermarken Anhaltspunkte.

Es sei

N in m die jährliche Niederschlagshöhe,

η der Abflußkoeffizient (der für oberirdischen und unterirdischen Abfluß zusammen gilt, vgl. [204] Bd. 1, S. 282 f.),

A in Meter die jährliche Abflußhöhe,

F in Quadratkilometer das Einzugsgebiet, also $1\,000\,000\,F$ das Einzugsgebiet in Quadratmeter, so ist mit

$$A = \eta \cdot N \qquad 1$$

die mittlere sekundliche Abflußmenge bei *M. W.*:

$$Q = \frac{1\,000\,000\,F\,\eta\,N}{365 \cdot 86\,400}\,1000 = 31{,}710\,\eta\,F\,N \qquad 2$$

woraus sich mit $k = 31{,}710\,\eta$ die besonders zur Angabe von Quellergiebigkeiten benutzte Formel

$$q = k \cdot F \cdot N \qquad 3$$

ableitet. k-Werte finden sich in [204] Bd. 1, S. 284.

Über den Anteil des Sickerwassers und der Quellen geben folgende Zahlen *) einigen Aufschluß:

Tabelle 83.

	Gebiet	
	Neckar bis Horb	Pegnitz
Autor	Gravelius	Specht
Gesamtabfluß in Millimeter	417	361
Sickerwasser und Quellanteil in Millimeter	266	271
„ „ „ in Prozenten	63,9	75
Durchlässigkeit des Gebiets	gering	ziemlich

Besonders wichtig sind die Abflußkoeffizienten für Talsperrenanlagen. Wir geben hier einige Zahlen nach Steinert und Friedrich:

Wuppertal 1882—1906		$\eta = 0{,}7$
Solingen $h = 1000$ mm	im Winter .	0,8—0,86
	im Sommer	0,3—0,4
	im Mittel .	0,7
Elsässische Sperren		0,6—0,8
Indische Sperren		0,244
Sweetwatersperre (Verein. Staaten) .		0,15

Als Beispiel für die große Veränderlichkeit der Koeffizienten geben wir diejenigen der Komotauer Sperre für die Jahre 1904 und 1905 in Prozenten wieder.

---

*) Gravelius, Flußkunde. Berlin und Leipzig 1914, S. 163.

Tabelle 84.

Jahr	Durchschnitt	Januar	Februar	März	April	Mai	Juni	Juli	August	September	Oktober	November	Dezember
1904	30,5	29,8	15,3	35,5	77,2	42,1	23,1	39,5	8,8	34,4	5,3	16,5	97,4
1905	67,3	18,0	24,7	80,3	147,1	105,4	24,6	38,1	59,3	22,4	101,8	104,0	183,5

Über fehlerhafte Verwendung des Begriffs der Abflußverlusthöhe vgl. [204] Bd. 1, S. 289 f.

Kennt man das Verhältnis von *N W.* : *M.* : *H W.*, so kann man aus obigen Formeln *N W* und *H W* berechnen. Die Tabelle 85 auf folgender Seite gibt hierfür Anhaltspunkte; sie wird auch zur Schätzung von *N W* und *H W* an mitteleuropäischen Flüssen gute Dienste leisten. Die Zahlen sollen auch zeigen, wie groß selbst unter ähnlichen Verhältnissen die Unterschiede in den Abflußmengen sind. Dabei bedeutet η den mittleren Abflußkoeffizienten des Gebiets. Die eingeklammerten Zahlen stellen extreme Werte, z. B. *N N W* und *H H W*, dar. In der 7. Vertikalkolumne bedeutet die erste Zahl in Prozenten den Anteil des Gebiets, der von Wald bedeckt ist, die zweite Zahl bezieht sich auf Ackerland, die dritte auf Wiesen und Weiden.

Für die Änderungen, die sich an einem und demselben Flußlauf vollziehen, gibt die Tabelle 85 ebenfalls einige Beispiele.

Die meisten Zahlen lieferte der Aufsatz von Gennerich.

Über die Bedeutung der Gletscher für den Wasserhaushalt der Flüsse vgl. Weiße Kohle 1911, S. 353: Im August 1911 lieferte der Morteratschgletscher mit 25 qkm Oberfläche 25 ÷ 30 cbm/sek Schmelzwasser, d. h. soviel wie die Niederwassermenge des Neckars an seiner Mündung (F = 13 956 qkm) beträgt.

Wie vorsichtig man mit der Benutzung namentlich der Hochwasserzahlen sein muß, beweist das Beispiel der Iller und des Lech, die im Jahre 1910 900 bzw. bei Augsburg 1350 cbm führten, während man bisher als *H H W.* 660 bzw. 900 cbm angenommen hatte.

Über die **Verteilung des Abflusses** auf die einzelnen Monate des Jahres in Prozenten des Gesamtjahresabflusses gibt die Tabelle 86 Seite 207 Aufschluß; ihre Ergebnisse lassen sich angenähert auch auf andere Gebiete übertragen.

Man beachte den gewaltigen Unterschied zwischen Isar und Spree, dem Gebirgs- und dem Tieflandfluß (vgl. auch [204] S. 141 ff.).

*) Zeitschr. f. Gewerbekunde, Bd. 10, S. 307.

Tabelle 85. **Abflußzahlen mitteleuropäischer Flüsse.**

Nr.	Fluß	Nebenfluß von	F qkm	Bemerkungen	η	Bodenbedeckung	$M.N.W.$ sl qkm	$M.W.$ sl qkm	$M.H.W.$ sl qkm
				Flachland					
				mittlere Werte:	—	—	0,5 — 2	4—8	8—50
1.	Drage	Netze	3198	reiner Sandboden, meist nicht durchlässiger Untergrund	0,357	30. 50. 13	4,8 (3,6)	7,1	13
2.	Ems unterh. d. Hase	—	8205	fast nur Flachland, sehr wenig Sommerwasser	0,378 (0,16—0,66)	14. 28. 25 Ödland 28	3,56 (0,89)	7,23	32 (92)
3.	Hunte	Weser	1350	(bei Wildeshausen). Oberlaufgebiet hügelig, wenig durchlässig, sonst flach und durchlassend, viel Moor	—	9. 25. 26 Ödland 33	—	6—13,5	28—48
4.	Ilmenau	Elbe	2967	Lüneburger Heide. Untergrund undurchlässig. Viel Moor	0,326	20. 37. 18	—	6	—
5.	Inster	Angerapp	1253	Diluvialtal mit alluvialen Ablagerungen, das umgebende Hügelland wenig durchlässig mit viel Nässe	ca. 0,27	12. 66. 18	(0,4)	4,0	—
6.	Lippe	Rhein	4900	vollkommener Tieflandfluß	0,443 (Hamm)	24. — 17	(2,1)	—	(133)
7.	Memel	—	97500	jährlicher Niederschlag 579 mm	0,339	26. 43. 18	2,7 (1,82)	6,4	42,5 (69)
8.	Obra	Warthe	6910	Sumpfgebiet	—	23. 59. 13	—	1,9	(10)
9.	Ohre	Elbe	1682	Flachlandfluß; zur Hälfte sehr, zur Hälfte wenig durchlässig	—	29. 54. 11	(0,3)	2,4	12
10.	Stör	Elbe	1801	Sandige Geest, viel Moor, viel undurchlässige Flächen	—	10. 49. 23	—	6,1	—
11.	Weichsel	—	193000		0,255	—	(1,4)	4,5	(54)
12.	Weide	Oder	1760	größere Moore, Oberlaufgebiet sandig, sonst Lehmboden	—	18. 66. 12	(0,2)	3,7	(62,4)

				Hügelland					
				mittlere Werte:	—	—	1—2	5—12	80—200
13.	Brahe	Weichsel	4654	Quellgebiet, die pommersche Seenplatte. η von 0,2 ÷ 0,64	0,32	26. 48. 12	(1,9)	5,7	(26)
14.	Ferse	„	1632	Gebiet im Geschiebemergel, wenig durchlässig	—	15. 63. 12	2,5	4,4	(19)
15.	Goldap	Angerapp	677	starke Hochwässer	ca. 0,27	—	(1,2)	2,7	(150)
16.	Hase	Ems	3734	Hügelland und Ebene, ziemlich durchlassend, 28 % Moor und Heide	—	17. 29. 22	—	5,8	(60)
17.	Oker	Aller	1902	Hochmoore; Oberlauf wenig, das übrige ziemlich durchlässig	0,31	28. 55. 10	(0,95)	7,3	(158)
18.	Ostrawitza	Oder	811	starke Hochwässer, meist wenig durchlässiger Lehmboden	—	39. 37. 18	2 (0,75)	12	(1190)
19.	Saale	Elbe	23777	Gebiet zu 60% gebirgig und hügelig, ziemlich durchlässig, mit wenig Regen	0,275 (Trebnitz)	37. 43. 15 (Oberlauf)	(0,43)	4,4	(73)
20.	Unstrut	Saale	6364	Hügelland und Hochfläche, Oberlauf wenig, das übrige ziemlich durchlässig	—	22. 66. 6	(0,6)	5	(33)
21.	Wadang	Alle	1226	Speisung aus Seen, daher hohes N. N. W. und niederes H. H. W.	ca. 0,33	—	(3)	—	(40)
22.	Weser	—	22250	(bei Hoya)	0,35	25. 45. 20 (Gesamtgebiet)	2,7—3,6 (2,1)	5,1—11,0	16,0—38,0 (134)
23.	Wietze	Aller	441	ein erheblicher Gebietsteil ist Moorlandschaft	—	—	—	—	(68)
24.	Wisloka	Weichsel	4090	Gebiet zu $^6/_7$ Hügelland und Flachland (Flysch)	—	—	2,7	6,0	(420)

Tabelle 85. (Fortsetzung.) **Abflußzahlen mitteleuropäischer Flüsse.**

Nr.	Fluß	Nebenfluß von	F qkm	Bemerkungen	η	Bodenbedeckung	$M.N.W.$ sl qkm	$M.W.$ sl qkm	$M.H.W.$ sl qkm
				Mittelgebirge					
				mittlere Werte:	—	—	2—4	6—16	200—1000
25.	Aupa	Elbe	524	Riesengebirge. In der Höhe Moore, nicht durchlässig, über 760 mm Regen	ca. 0,3	36. 44. 15	(2)	11,5	(230)
26.	Donau	—	5300	(oberhalb der Illermündung)	0,391	—	5,0 (3,2)	7	142 (anno 1882)
27.	Donau	—	101600	(bei Wien). Infolge der Alpenflüsse sehr hohes η	0,54	—	6,9	8,6	103
28.	Eder	Fulda	1537	vor Aufnahme der Schwalm, reißender H. W.-Fluß (93 % der H. W. im Winter)	0,42	42. 34. 19	1,4 (0,61)	(4—13)8,2	(683)
29.	Elbe	—	60	(bei ihrem Durchbruch durch den böhmischen Kamm)	—	—	(5,0)	23,5	(3300)
30.	Elbe	—	51000	(bei Tetschen)	0,278	—	(0,922)	5	(110)
31.	Fulda	Weser	(6955	(bei Kassel), meist gebirgiges Einzugsgebiet	0,30	40. 36. 19	1,2 (0,64)	6,5	64 (280)
32.	Kocher	Neckar	1981	kleiner H. W.-Abfluß, wegen großer Überschwemmungsflächen, verschiedener Höhenlage der einzelnen Gebietsteile, verzögernder Wirkung des Waldes. Regenhöhe 833 mm	0,372	33. — —	4,2 (2,1)	7,7	(553)
33.	Iller	Donau	2300	Alpenfluß	0,715	—	(6,5)	26	ca. 266 (i. J. 1882)
34.	Iser	Elbe	2214	Gebiet im Unterlauf sandig, lehmig, mit tonigem Untergrund	—	30. 52. 12	(1,8)	9,1	(250)

35.	Jagst	Neckar	1828	wie beim Kocher, h = 728 mm . .	0,384	26. — —	3,1 (1,8)	6,8	(410)
36.	Murr	Neckar	45	(oberhalb Hausen)	0,30	40. — —	6,22 (1,77)	12,44	933 (1333)
37.	Neckar	Rhein	4001	(bei Plochingen) undurchlässig 39 %, mitteldurchlässig 41 % des Gebiets	—	31. — — Landwirtsch. Flächen: 60%.	17,0 (6,8)	37,0	410 (2000)
38.	Oder	—	7936	(bei Kosel nach Aufnahme der Klodnitz)	0,322	—	1,6	6,5	154 (190)
39.	Queiß	Bober	306	(bei Marklissa)	—	—	(2,0)	2,6	(2900)
40.	Rems	Neckar	577	Jura, Keuper, Muschelkalk; undurchlässig 43 %, mitteldurchlässig 53 % des Gebiets	0,27	34. — —	3,55 (1,29)	7,0 (3,9)	554 (780)
41.	Wiese	Rhein	454	Hänge teilweise entwaldet, starke H. W. viel Geschiebe	—	—	(5,1)	16,2	(1100)
42.	Zacken	Bober	272	Hochwasserfluß	—	—	(2,2)	12,5	(2600)
				Hochgebirge					
				mittlere Werte:	—	—	4—10	10—30	800—4000
43.	Dunajec	Weichsel	6958	1/3 Hochgebirge, 1/3 Gebirge, 1/3 Hügel- und Flachland	—	—	—	9,9	(570)
44.	Nolla	Rhein	27	bei Thusis, Wildbach	—	—	8,94	—	—
45.	Rhein	—	591	bei Thusis	—	—	5,13	—	—
46.	—	—	6290	beim letzten Zufluß vor dem Bodensee,	—	—	(9,5) (?)	—	(475)
47.	—	—	—	Gletscherflächen bei voller Sonnenbestrahlung im Maximum . . .	—	—	—	—	(640)
48.	—	—	—	Oberbayr. Wildbäche bei kleinem Einzugsgebiet. Rechnungsannahme .	—	—	—	—	(1300)

Tabelle 85. (Fortsetzung.) **Abflußzahlen mitteleuropäischer Flüsse.**

Nr.	Fluß	Nebenfluß von	F	Bemerkungen	η	Bodenbedeckung	$M. N. W.$ sl qkm	$M. W.$ sl qkm	$M. H. W.$ sl qkm
49.	—	—	—	Wolkenbruch bei Hindelang (Bayern) 19. Sept. 1908. Dauer 20 Min. . .					(25000) (1)
50.	Klöntaler See	(Löntschwerk)	81	viel Gletscher, Firn, Fels, sonst Wald- und Alpenland	0,805			40	
51.	Linth	—	612	Einfluß in den Walensee			(4,9)		(400)
52.	Aare	aus Schweiz. W.wirtschaft 1, S. 100	554	Einfluß in den Brienzer See . . .			(7,2)		(1003)
53.	- -		1127	Ausfluß aus dem Brienzer See . . .			(9,8)		(248)
54.	- -		2478	Ausfluß aus dem Thuner See . . .			(8,1)		(113)
55.	.		5140	Einfluß in den Bieler See			(9,7)		(310)
56.			9501	bei Attisholz (Wangen)			(7,9)		(190)
57.	- -		17588	bei Döttingen (Besnau)			(9,9)		(110)
58.	Bargaglino	Bisagno	22,7	Quellbach bei Genua			.		(8000)
59.	Bisagno	- -	92	Mündung (Regen 200 100 mm in $9^1/_2$ Stunden)					(4000)
60.	Gebirgsbäche der italienischen Voralpen (h — 2500 3000 mm Regen im Jahr. h_{max} - 400 mm in 1 Tag					. .				(4000)
61.	Zuflüsse des Lago maggiore (F — 6000)					—				(2000)

Tabelle 86.

Nr.	Fluß	F qkm	Monat I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
1.	Obere Weser . . .	ca. 14 000	10,8	13,3	15,6	12,0	8,3	5,9	5,2	4,6	4,2	5,5	6,4	8,5
2.	Oder bei Oppeln (1850 bis 1865)	ca. 10 000	9,3	10,9	14,3	14,4	7,6	6,3	7,3	7,9	5,3	4,1	4,9	7,7
3.	Elbe bei Schandau (1874—1895) . .	ca. 52 000	7,6	9,4	15,6	12,3	9,3	7,3	5,9	5,9	6,1	6,6	6,4	7,8
4.	Isar oberhalb München		4,4	3,5	3,9	10,8	12,1	22,1	14,3	10,5	6,6	4,8	3,6	3,4
5.	Blau (Ulm) (1900 bis 1903)	162	10,4	7,7	11,5	14,7	7,0	6,6	7,6	8,0	6,3	5,5	6,2	8,5
6.	Enz (1891—1895) .	2223	8,0	11,4	14,4	10,9	8,6	9,3	6,4	4,2	3,5	6,2	6,7	10,4
7.	Rems (1896—1906) .	577	12,1	12,4	14,5	12,6	8,3	5,9	5,0	4,4	4,9	5,5	5,5	8,9
8.	Murr (1896—1906) .	500	10,5	11,8	18,4	12,2	9,8	6,8	5,8	5,2	5,6	5,6	5,5	7,8
9.	Kocher (1888—1898)	1989	9,4	14,3	16,2	8,6	7,5	6,4	4,9	4,6	5,5	7,5	6,3	8,8
10.	Spree (Berlin) (1851 bis 1868)		9,4	10,8	11,9	11,7	9,7	7,4	6,8	6,5	6,2	5,9	6,1	7,5

An den Artländer (5700 ha großen) Meliorationen im Regierungsbezirk Osnabrück wurden von 1888 bis 1892 folgende Werte in Sekundenlitern pro Quadratkilometer festgestellt.

Höchstes Winterhochwasser . . .	105 sl/qkm
Höchstes Sommerhochwasser . . .	60 „
Gewöhnliches Winterhochwasser .	25 „
Wintermittelwasser	12 „
Sommermittelwasser	5 „
Niedrigstes Wasser	1,8 „

§ 29. Berechnung der Abflußmengen.

1. Methoden für kleinere Gebiete.

Bei der Kompliziertheit der Verhältnisse haben sich vielfach Verwaltungen veranlaßt gesehen, für ihr eigenes Gebiet besondere Verfahren auszubilden bzw. Formeln aufzustellen.

Die beiden folgenden Methoden finden bei bayrischen Bahnprojekten Anwendung, doch sollen die Werte nicht immer genügend groß sein (Z. G. K. XII, S. 270).

a) Formel für Gebiete von 1—300 qkm Größe.

$$Q_{max} = m \cdot \frac{F}{\sqrt[3]{1+F}} \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \frac{F_w}{F}\right) \qquad 1$$

darin bedeutet (s. Hofmann, D. B. 1899, Nr. 47):

F das Gesamtregengebiet in Quadratkilometer,

F_w die bewaldete Fläche desselben in Quadratkilometer,

m einen vom Talgefälle abhängigen Koeffizienten, dessen Wert:

4,50	bei einem Durchschnittsgefälle in	mehr als 2 %
3,75	den zwei unteren Dritteln der	2—0,5 %
3,00	Tallänge von	weniger als 0,5 %

Dieser Formel hat ihr Verfasser für größere Niederschlagsgebiete in Bayern die Gestalt

$$Q_{max} = \frac{3\,F}{(1 + F)^{29/100}} \qquad 2$$

gegeben, welche scheinbar zutreffende Resultate ergibt.

b) Formel für Tallängen bis 10 km.

Eine Niederschlagshöhe von 30 mm pro Stunde entspricht bei 50 % Abfluß $q = 4{,}2$ cbm/qkm/sek. Man kann dann nachstehende Formel verwenden.

$$Q = 4{,}2 \cdot n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4 \text{ cbm/qkm/sek} \qquad 3$$

wozu die Werte aus der folgenden Tabelle zu entnehmen sind.

Man wird stets suchen, die Verfahren durch Beobachtungen zu kontrollieren, eventuell auch verschiedene Verfahren anwenden.

Tabelle 87.

Tallänge km	n_1	Bewaldung	n_2
0 — 2	1,0	unbewaldet	1,0
3	0,9		
4	0,83	1/4 bewaldet	0,9
5	0,75	1/2 bewaldet	0,8
6	0,68		
7	0,63	3/4 bewaldet	0,7
8	0.58		
9	0,53	4/4 bewaldet	0,6
10	0,50		
Steilheit	**n_3**	**Durchlässigkeit**	**n_4**
stark kupiert mit steilen Hängen	1,0	gar nicht durchlässig	1,0
stark hügelig	0,95	wenig „ „	0,9
mittel hügelig	0,90	mittel „ „	0,8
teilweise flach und wenig hügelig	0,85	stark „ „	0,7
sehr flach, fast eben	0.80		

c) Nach Honsell (Österr. Ing.- u. Arch.-Kal. 1911, S. 350) kann man rechnen als mittleres Hochwasser:

für Wildbäche	6	$m^3/km^2/s$
„ Flüsse im Mittelgebirge mit teilweise bewaldetem Gebiet	0,9—2,0	„ „ „
„ Bäche mit 4—8 km Tallänge . . .	4	„ „ „
„ „ „ 8—12 „ „ . . .	3	„ „ „
„ „ „ 12—16 „ „ . . .	2	„ „ „

d) M. Singer gibt nach Höfer v. Heimhalt für relativ kleine Niederschlagsgebiete Österreichs folgende Tabelle über Abflußmengen:

Tabelle 88.

	Flachland (Seehöhe bis 150 m)	Mittelgebirge (Seehöhe bis 900 m)	Ostalpen (Seehöhe über 500 m)
Jahresregenhöhe in Millimeter .	500—600	700—1700	1000—1250
Abfluß in Prozenten	20—30 (25)	30—50 (40)	70—84 (77)
Abflußhöhen in Millimeter . . .	125—150	280—680	770—1925

Es verhalten sich also die Abflußhöhen im Mittelgebirge zu denen im Hochgebirge wie 1 : 3.

2. Methoden für größere Gebiete.

Für die jährliche Abflußhöhe gibt Gravelius die Gleichung:

$$A = A_g + \lambda (R - C) \qquad 1$$

worin A_g die perennierende Grundwasserspeisung, R die Regenhöhe, C eine Konstante und λ ein Faktor ist, der sämtliche Umstände enthält, die neben der Regenhöhe auf den Abfluß wirken. Unter rund ± 7 % sinkt der Fehler von λ nach unserem heutigen Beobachtungsmaterial nicht (vgl. [86], S. 158).

Keller hat im Zentralbl. f. Wasserbau u. Wasserwirtsch. 1908, Heft 32, S. 501 zwei Formeln gegeben, welche zunächst für die Ströme Memel, Pregel, Weichsel, Oder, Elbe, Weser und Ems, sowie für einen größeren Teil des Rhein- und Donaugebiets gelten. Keller nimmt an, daß man die Formeln als gültig für ganz Mitteleuropa (Deutschland, Westrußland, Österreich und Schweiz bis zum Kamme der Hauptkette der Alpen) ansehen kann. — Bezeichnen: R die Niederschlagshöhe und A die Abflußhöhe, je in Millimetern jährlicher Höhe, wobei x größer als 500 mm sein muß, so lautet die erste Formel von Keller für mittlere Niederschlagshöhen:

$$A = 0{,}942\ (R - 430)\ \text{mm} \qquad 2$$

Für Gebiete höherer Lage, also mit größeren Niederschlagshöhen, soll die zweite Formel

$$A = R - 350\ \text{mm} \qquad 3$$

benutzbar sein.

Von Ule stammen Formeln, welche sich auf Mitteleuropa beziehen.

Zur Orientierung können diese Gleichungen gute Dienste tun (vgl. auch Z. G. K., Bd. 8, S. 23). Im Ingenieurwesen dürften zunächst die folgenden Verfahren bevorzugt werden.

a) Nach Franzius (Handb. d. Bauk. III. Teil, Heft 2) sollen deutsche Flüsse führen pro 1 qkm und Sekunde:

Tabelle 89.

Art des Einzugsgebiets	bei Kleinst-wasser l	bei Größt-wasser l	Ver-hältnis	Bemerkungen
Nahe bei den Quellen, in gebirgiger Gegend (ohne Gletscher)	2—4	350—600	1 : 150	Großer Niederschlag, rascher und voller Abfluß.
In bergiger oder steiler, hügeliger Gegend . . .	2	180—230	1 : 90	Mäßiger Niederschlag, rascher Abfluß.
In nicht steiler, hügeliger Gegend	1,8	120—180	1 : 75	Mäßiger Niederschlag, langsamer unvollkommener Abfluß.
In flacher Gegend . . .	1,6	60—120	1 : 50	Kleiner Niederschlag, langsamer unvollkommener Abfluß.
In flacher, sandiger oder mooriger Gegend . . .	1,2—1,5	35—60	1 : 35	Kleiner Niederschlag, großenteils absorbiert.

b) Das früher meist benutzte Verfahren von Lauterburg (Wiener Allg. Bauzeitg. 1887) ist heute in den Hintergrund getreten, vgl. [137] Bd. 1, S. 284 f.

Dasselbe gilt von den Cramerschen Formeln [43].

c) Von den neueren empirischen Methoden gibt wohl die größten (zu großen) Werte die Tabelle von Specht (D. B. 1905, S. 342). Ist R_n in Kubikmeter pro Quadratkilometer die maximale Sekundenintensität eines Regens von n Stunden Dauer,

so ist nach Specht die größte sekundliche Hochwassermenge in Kubikmeter pro Quadratkilometer:

$$Q_n = \left(0{,}2 + \frac{0{,}8}{\sqrt{x}}\right) \cdot R_n \qquad 4$$

wenn x die Anlaufzeit des Hochwassers in Stunden bedeutet.

d) Ein auch den Verlauf einer Welle ermittelndes Verfahren gab Lueger [137]. Über ein neues einfaches Verfahren siehe die Arbeit von Grunsky [90] Nr. 14. Vgl. ferner Handb. d. Ing.-Wiss., 4. Aufl., III. Teil, Bd. 1, 2. Lief., S. 287 und die Arbeit von Dr.-Ing. Herbst: Ermittlung einer Beziehung zwischen der Niederschlagsmenge in einem Flußgebiete und der größtmöglichen Abflußmenge in demselben. München 1905.

e) Pascher geht (Ö. Z. 1892, S. 321) aus von der sekundlichen Abflußmenge eines Gebiets

$$A = \eta \cdot R \qquad 5$$

Pascher entnimmt aus Pegelbeobachtungen der in Betracht kommenden Flußstrecke die Zeit, welche verfließt, bis der Maximalabfluß des Gebiets an der betreffenden Flußstelle ankommt. Darauf sucht er aus tatsächlichen Regenbeobachtungen nach der Intensität h desjenigen stärksten Regens, welcher jene Zeitdauer besaß und über einem Gebiet von möglichst derselben Größe und Höhenlage fiel*).

Beispiel. Mit einem auf dieser Grundlage gefundenen $h = 15$ mm pro Stunde ergibt sich pro Sekunde und Quadratkilometer $R = 4{,}17$ m³ und mit einem angenommenen $\eta = 0{,}6$ folgt:

$$A = 0{,}6 \cdot 4{,}17 = 2{,}5 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{s}$$

oder für das Gebiet von F km²

$$Q = 2{,}5 \cdot F \text{ m}^3/\text{s}.$$

Den Wert von η wird man je nach den besonderen Verhältnissen und mit gebotener Vorsicht wählen.

Pascher gibt in seinem Aufsatz einige wertvolle Tabellen für beobachtete Abflußmengen.

f) Ähnliche Werte wie die Methode von Pascher soll die Formel von Kresnik ergeben:

$$Q_{max} = \alpha\, F \frac{30}{0{,}5 + \sqrt{F}} \text{ m}^3/\text{s} \qquad 6$$

Der Wert α ist in der Regel gleich 1 und geht nur unter Verhältnissen, die den Abfluß besonders stark verzögern, bis auf 0,6 herunter. Für $F < 1$ qkm ist unter der Wurzel $F = 1$ zu setzen.

g) Iskowski hat (Ö. Z. 1886, S. 69) die folgenden Gleichungen in Kubikmeter pro Sekunde aufgestellt:

1. Für $NNW.$: $\qquad Q_0 = 0{,}2\, \nu\, Q_m \qquad 7$

*) S. auch Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1905, S. 214.

2. Für normales $N\,W.$: $Q_1 = 0{,}4\,\nu\,Q_m$ 8
3. Für mittleres Normalwasser: $Q_2 = 0{,}7\,\nu\,Q_m$ 9
4. Für $H\,H\,W$: $Q_3 = c_h\,m\,h\,F$ 10
5. Für den mittleren theoretischen Wasserstand eines normalen Jahres:

$$Q_m = 0{,}03171\,c_m\,h\,F \qquad 11$$

dabei ist:

F das Einzugsgebiet in Quadratkilometer, h die mittlere Jahresregenhöhe in Meter, $m = f(F)$ (s. Tabelle 90), c_h ein variabler Hochwasserkoeffizient (Tabelle 91), c_m der mittlere Jahresabflußkoeffizient (Tabelle 91).

Der Koeffizient ν ist abhängig: 1. von der Boden- und Vegetationsart, 2. von der Gebietsgröße, 3. von der Regenverteilung.

Für den Koeffizienten c_h (Tabelle 91) sind vier Kategorien zu unterscheiden, es gilt:

Kategorie I. Bei allen Bodenerhebungen für stark durchlassende Bodenarten mit normaler Vegetation oder für gemischte (mittlere) Bodenarten mit üppiger Vegetation und für Ackerland. Sie gibt bis $F = 4000$ qkm bei kleineren Gebieten mit hohem Grundwasserstand zu geringe Mengen. Es ist daher bis $F = 1000$ qkm die Kat. II, zwischen 1000 und 4000 qkm eine Kombination von I und II anzuwenden. Für $F < 1000$ km² findet Kat. I nur bei sehr durchlässigen Bodenarten Anwendung.

Kategorie II. Für alle Flußgebiete bei gemischten Bodenarten mit normaler Vegetation im Hügelland und Gebirge oder bei gleichgedachten bis minder durchlassenden Bodenarten mit normaler Vegetation im Flachland und leicht wellenförmigem Terrain. Bei größerer Erhebung ist für Gebiete bis $F = 150$ km² Kat. III, dann bis $F = 1000$ km² eine Kombination von Kat. II und III, von da ab Kat. II anzunehmen.

Kategorie III. Bei undurchlässigen Bodenarten mit normaler Vegetation im steileren Hügellande und Gebirge bis $F =$ etwa 5000 km², von da an bis $F = 12\,000$ km² Kombination von II und III, darüber hinaus Kat. II eventuell Kombination von I und II. Für kleinere Gebiete mit bedeutenderem Gefälle bis $F =$ etwa 50 km² ist Kat. IV, von da bis $F =$ etwa 300 km² eine Kombination von III und IV anzuwenden.

Kategorie IV. Bei sehr undurchlässigen Bodenarten mit spärlicher oder gar keiner Vegetation in steilem Hügel- und Gebirgsland, sowie für $H.\,H.\,W.$ bis $F = 300$ km².

Tabelle 90. **Tabelle zur Bestimmung von *m*, wenn *F* gegeben in Quadratkilometer.**

F	*m*	*F*	*m*	*F*	*m*	*F*	*m*	*F*	*m*
1	10,000	200	6,87	1400	4,320	8 000	3,060	110 000	1,980
10	9,5	250	6,70	1600	4,145	9 000	3,038	120 000	1,920
20	9,0	300	6,55	1800	3,960	10 000	3,017	130 000	1,855
30	8,5	350	6,37	2000	3,775	20 000	2,909	140 000	1,790
40	8,23	400	6,22	2500	3,613	30 000	2,801	150 000	1,725
50	7,95	500	5,90	3000	3,450	40 000	2,693	160 000	1,650
60	7,75	600	5,60	3500	3,335	50 000	2,575	170 000	1,575
70	7,60	700	5,35	4000	3,250	60 000	2,470	180 000	1,500
80	7,50	800	5,12	4500	3,200	70 000	2,365	190 000	1,425
90	7,43	900	4,90	5000	3,125	80 000	2,260	200 000	1,350
100	7,40	1000	4,70	6000	3,103	90 000	2,155	225 000	1,175
150	7,10	1200	4,515	7000	3,082	100 000	2,050	250 000	1,000

Die Zwischenwerte sind durch geradlinige Interpolationen zu bestimmen.

Tabelle 91. **Tabelle zur Bestimmung von c_m und c_h.**

Nr.	Terrainkategorien in topographischer Beziehung	c_m	c_h für den variablen Terrainzustand nach den Kategorien I	II	III	IV
1	Moräste und Tiefland	0,2	0,017	0,030	—	—
2	Niederung und flache Hochebene . .	0,25	0,025	0,040	—	—
3	Teils Niederung, teils Hügelland . . .	0,30	0,030	0,055	—	—
4	Nicht steiles Hügelland	0,35	0,035	0,070	0,125	—
5	Teils Mittelgebirge, teils Hügelland oder steiles Hügelland allein	0,40	0,040	0,082	0,155	0,400
6	Bodenerhebungen, wie: Ardennen, Eifel, Westerwald, Vogelsberg, Odenwald und Ausläufer größerer Gebirge je nach Steilheit variierend im Mittel	0,45	0,045	0,100	0,190	0,450
7	Bodenerhebungen, wie: Harz, Thüringer Wald, Rhön, Frankenwald, Fichtelgebirge, Erzgebirge, Böhmerwald, Lausitzer Gebirge, Erlitzgebirge, Wiener Wald usw. im Mittel . . .	0,50	0,050	0,120	0,225	0,500
8	Bodenerhebungen, wie: Schwarzwald, Vogesen, Riesengebirge, Sudeten, Beskiden usw. im Mittel.	0,55	0,055	0,140	0,290	0,550
9	Hochgebirge je nach Steilheit	0,60	0,060	0,160	0,360	0,600
10		0 65	0,070	0,185	0,460	0,700
11		0,70	0 080	0,210	0,600	0,800

Die Zwischenwerte sind durch geradlinige Interpolationen zu bestimmen.

Tabelle 85. (Fortsetzung.) **Abflußzahlen mitteleuropäischer Flüsse.**

Nr.	Fluß	Nebenfluß von	F qkm	Bemerkungen	η	Bodenbedeckung	*M. N. W.* sl qkm	*M. W.* sl qkm	*M. H. W.* sl qkm
				Mittelgebirge					
				mittlere Werte:	—	—	2—4	6—16	200—1000
25.	Aupa	Elbe	524	Riesengebirge. In der Höhe Moore, nicht durchlässig, über 760 mm Regen	ca. 0,3	36. 44. 15	(2)	11,5	(230)
26.	Donau	—	5300	(oberhalb der Illermündung) . . .	0,391	—	5,0 (3,2)	7	142 (anno 1882)
27.	Donau	—	101600	(bei Wien). Infolge der Alpenflüsse sehr hohes η	0,54	—	6,9	8,6	103
28.	Eder	Fulda	1537	vor Aufnahme der Schwalm, reißender H. W.-Fluß (93 % der H. W. im Winter)	0,42	42. 34. 19	1,4 (0,61)	(4—13)8,2	(683)
29.	Elbe	—	60	(bei ihrem Durchbruch durch den böhmischen Kamm)	—	—	(5,0)	23,5	(3300)
30.	Elbe	—	51000	(bei Tetschen)	0,278	—	(0,922)	5	(110)
31.	Fulda	Weser	(6955	(bei Kassel), meist gebirgiges Einzugsgebiet	0,30	40. 36. 19	1,2 (0,64)	6,5	64 (280)
32.	Kocher	Neckar	1981	kleiner H. W.-Abfluß, wegen großer Überschwemmungsflächen, verschiedener Höhenlage der einzelnen Gebietsteile, verzögernder Wirkung des Waldes. Regenhöhe 833 mm	0,372	33. — —	4,2 (2,1)	7,7	(553)
33.	Iller	Donau	2300	Alpenfluß	0,715	—	(6,5)	26	ca. 266 (i. J. 1882)
34.	Iser	Elbe	2214	Gebiet im Unterlauf sandig, lehmig, mit tonigem Untergrund	—	30. 52. 12	(1,8)	9,1	(250)

35.	Jagst	Neckar	1828	wie beim Kocher, $h = 728$ mm . .	0,384	26. — —	3,1 (1,8)	6,8	(410)
36.	Murr	Neckar	45	(oberhalb Hausen)	0,30	40. — —	6,22 (1,77)	12,44	933 (1333)
37.	Neckar	Rhein	4001	(bei Plochingen) undurchlässig 39 %, mitteldurchlässig 41 % des Gebiets	—	31. — — Landwirtsch. Flächen: 60%.	17,0 (6,8)	37,0	410 (2000)
38.	Oder	—	7936	(bei Kosel nach Aufnahme der Klodnitz)	0,322	—	1,6	6,5	154 (190)
39.	Queiß	Bober	306	(bei Marklissa)	—	—	(2,0)	2,6	(2900)
40.	Rems	Neckar	577	Jura, Keuper, Muschelkalk; undurchlässig 43 %, mitteldurchlässig 53 % des Gebiets	0,27	34. — —	3,55 (1,29)	7,0 (3,9)	554 (780)
41.	Wiese	Rhein	454	Hänge teilweise entwaldet, starke H. W. viel Geschiebe	—	—	(5,1)	16,2	(1100)
42.	Zacken	Bober	272	Hochwasserfluß	—	—	(2,2)	12,5	(2600)
				Hochgebirge					
				mittlere Werte:	—	—	4—10	10—30	800—4000
43.	Dunajec	Weichsel	6958	$^1/_3$ Hochgebirge, $^1/_3$ Gebirge, $^1/_3$ Hügel- und Flachland	—	—	—	9,9	(570)
44.	Nolla	Rhein	27	bei Thusis, Wildbach	—	—	8,94	—	—
45.	Rhein	—	591	bei Thusis	—	—	5,13	—	—
46.	—	—	6290	beim letzten Zufluß vor dem Bodensee,	—	—	(9,5) (?)	—	(475)
47.	—	—	—	Gletscherflächen bei voller Sonnenbestrahlung im Maximum . . .	—	—	—	—	(640)
48.	—	—	—	Oberbayr. Wildbäche bei kleinem Einzugsgebiet. Rechnungsannahme .	—	—	—	—	(1300)

Abschnitt VI.

Erfahrungswerte.

§ 30. Notizen über Wasserversorgung und Kanalisation.

1. **Bevölkerungszunahme.** Ist p die jährliche Zunahme in Prozent, Z die heutige Einwohnerzahl eines Gebiets, so beträgt sie in n Jahren nach der meist üblichen und zulässigen Berechnungsweise

$$Z_n = Z \cdot \left(\frac{100 + p}{100}\right)^n \quad 1$$

Vielfach findet die Zunahme auch in linearer Progression statt. Eingemeindungen verändern die Resultate der Rechnung oft sehr wesentlich.

2. **Bebauungsdichte.** Man kann für allgemeine Schätzungen rechnen mit

	Abflußkoeffizient für Städtekanalisation:
700—900 Einwohnern pro Hektar bei sehr dichter Bebauung (alten Stadtzentren, Breslau bis 1100)	$\eta = 0{,}7$—$0{,}8$ und mehr
400—600 Einwohnern pro Hektar bei dichter Bebauung (neueren Verkehrszentren und Wohngebieten) . . .	$\eta = 0{,}6$—$0{,}7$
300—400 Einwohnern pro Hektar bei mitteldichter Bebauung	$\eta = 0{,}5$—$0{,}6$
150—200 Einwohnern pro Hektar bei offener oder weiträumiger Bebauung	$\eta = 0{,}30$—$0{,}45$
30—150 Einwohnern pro Hektar bei landhausmäßiger Bebauung	$\eta = 0{,}20$—$0{,}30$

Für die Erweiterungsgebiete wurden im Mittel angenommen Leipzig und Düsseldorf je 125, bei Stuttgart 100 Einwohner pro Hektar.

3. **Wasserverbrauch.** Er beträgt für mitteleuropäische Verhältnisse im Mittel:

bei Städten $q = 70$—150 l pro Kopf und Tag,
„ Landorten $q = 40$—80 l „ „ „ „

Die Extreme in Deutschland bewegen sich bei Städten etwa zwischen 40 und 220 l mittleren Tagesverbrauch. Der größtmögliche Stundenverbrauch beträgt etwa $0{,}1 \cdot q$, der größte Tagesverbrauch etwa 1,5 bis $2{,}4 \cdot q$.

4. **Abflußmengen von Kanalisationen.** a) Brauchwassermenge. Häufig wird angenommen, die Hälfte des Gesamttagesabflusses falle in 8 Stunden an, bei einzelstehenden Anstalten (Irrenhäuser) läuft die Gesamttagesmenge in etwa 12 Stunden ab. Im übrigen kann man den größten Stundenverbrauch der Wasserversorgung, eventuell mit einem gewissen Zuschlag für Privatwasserversorgungen und Sickerwasser, zugrunde legen.

b) Regenwassermenge. Für überschlägliche Rechnungen mögen die folgenden Werte gelten, wobei t die Dauer des Regens in Minuten und η den je nach Umständen (s. z. B. oben unter 2) anzunehmenden Abflußkoeffizienten bedeuten:

Landorte	$R = 80$—90 sl/ha	$t = 10$—20 Minuten	$\eta = 0{,}30$—$0{,}40$
kleinere Städte	$R = 90$—110 sl/ha	$t = 15$—20 „	$\eta = 0{,}40$—$0{,}60$
größere Städte	$R = 80$—130 sl/ha	$t = 20$ „	$\eta = 0{,}50$—$0{,}80$

Über den Begriff der wirtschaftlich gleichwertigen Regen und der „Berechnungsregen“ s. Ge 1909, S. 569 und [104] S. 172. Vor der Verwendung von sogenannten Verzögerungskoeffizienten muß nachdrücklich gewarnt werden. Die neuere in Deutschland übliche Berechnungsweise der Abflußverzögerung findet sich Ge 1909, S. 569, eine Vereinfachung derselben in Techn. Gem.blatt XIV, Nr. 2, S. 24, s. ferner Ge 1914, S. 560; über italienische Verfahren vgl. die Annales des ponts et chaussées (Poggi). Bei einer Regendauer von t Sekunden und einer mittleren Wassergeschwindigkeit von v m in den Kanälen kommt die Verzögerung erst in Betracht bei den (unteren) Kanalstrecken, die weiter als $l = v \cdot t$ Meter vom äußersten (obersten) Kanalpunkt entfernt sind. Bei Dörfern und kleineren Städten braucht die Verzögerung daher oft gar nicht berücksichtigt zu werden [203].

5. **Regen- oder Notauslässe.** Ist q der sekundliche Brauchwasserabfluß eines Gebiets, so sollen die Notauslässe wirken, solange während eines Regenfalles die sekundliche Abflußmenge

$$Q_n = (1 + m) \cdot q \qquad 2$$

überschritten wird. Der Koeffizient m bewegt sich meist zwischen 4 und 6, kann aber die Werte 2 und 10 erreichen (s. außerdem S. 155).

6. **Leitungen für Städtekanalisationen.** Bei ganzer Füllung der Profile rechnet man, wenn möglich, mit:

$v_{min} = 0{,}80$ m, doch kommen auch viel kleinere Geschwindigkeiten und Gefälle bis zu $1:\infty$ herunter vor. Dann ist aber reichliche Spülung nötig.

$v_{max} = 3{,}00$ m, damit das Material der Kanäle nicht zu stark angegriffen wird, es kommen aber vereinzelt Geschwindigkeiten bis über 6 m vor, jedoch können dann unter Umständen infolge der mitgerissenen großen Luftmengen heftige Stöße und das Herausdrücken von Schachtdeckeln vorkommen. Bei sehr großen Geschwindigkeiten kann sich die Verwendung eiserner Rohre empfehlen.

7. **Leitungen für Wasserversorgungen.** In der Regel läßt man der Wasserstöße wegen die Geschwindigkeiten nicht über 1,0 bis höchstens 1,25 m steigen. Mehr als 2—2,5 m dürfte überhaupt nicht vorkommen.

In Saug- und Heberleitungen [204] § 153 rechnet man meist mit $v = 0{,}5$—$0{,}8$ m und gibt ihnen etwas Steigung in der Strömungsrichtung. Ist Sand am Eindringen in die Pumpen zu hindern, so geht man mit der Geschwindigkeit noch niedriger. Wegen sonst beförderter Rostwirkungen empfiehlt Lueger, kleinere Geschwindigkeiten als 0,4 m nicht zu verwenden. Für Projekte nimmt man als größte manometrische Saughöhe 5—6 m an, im Betrieb werden bei guten Pumpen über 8 m ohne Anstand erreicht.

Ist Inkrustation der Rohre zu befürchten (sie kann sehr stark werden), so ist der rechnungsmäßigen Lichtweite ein Zuschlag zu geben, der bei kleinen Durchmessern am größten werden muß (vgl. § 10, S. 64).

Den Gesamtlochquerschnitt von Seihern wählt man mindestens gleich dem doppelten Leitungsquerschnitt.

Tabelle 93.

Grenzgefälle bei städtischen Kanälen

für $v_{min} = 0{,}80$ bzw. $v_{max} = 3{,}00$ m bei ganzer Füllung und $m = 0{,}25$ bzw. $m = 3{,}35$.

v	m	I. Kreisprofile.											
$D =$		125	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375	400
0,8	0,25	0,01140	0,00896	0,00705	0,00574	0,00480	0,00410	0,00355	0,00312	0,00278	0,00249	0,00225	0 00205
	0,35	0,01819	0,01345	0,01046	0,00842	0,00697	0,00590	0,00507	0,00443	0,00391	0,00349	0,00314	0,00284
3,0	0,25	0,16031	0,12597	0,09911	0,08074	0,06751	0,05750	0,04993	0,04392	0,03908	0,03501	0,03168	0,02886
	0,35	0,25579	0,18913	0,14705	0,11843	0,09804	0,08294	0,07134	0,06228	0,05504	0,04902	0,04408	0,03994
$D =$		425	450	475	500	525	550	575	600	650	700	750	800
0,8	0,25	0,00188	0,00173	0,00161	0,00149	0,00139	0,00131	0,00123	0,00116	0,00103	0,00093	0,00085	0,00078
	0,35	0,00259	0,00238	0,00219	0,00203	0,00189	0,00176	0,00165	0,00155	0,00138	0,00123	0,00111	0,00102
3,0	0,25	0,02645	0,02437	0,02257	0,02098	0,01959	0,01835	0,01724	0,01624	0,01454	0,01312	0,01194	0,01094
	0,35	0,03643	0.03341	0,03078	0,02850	0,02651	0,02474	0,02316	0,02174	0,01933	0,01735	0,01562	0,01430
v	m	II. Normale Eiprofile.											
Profil		60/40	75/50	90/60	105/70	120/80	135/90	150/100	180/120	210/140	240/140	270/180	300/200
0,80	0,25	0,00166	0,00121	0,00940	0,00076	0,00064	0,00054	0,00047	—	—	—	—	—
	0,35	0,00233	0,00159	0,00124	0,00100	0,00083	0,00070	0,00060	0,00047	—	—	—	—
3,00	0,25	0,02339	0,01707	0,01322	0,01076	0,00900	0,00765	0,00665	0,00525	0,00431	0.00364	0,00313	0,00274
	0,35	0,03272	0,02240	0,01749	0,01404	0,01163	0,00979	0,00845	0,00657	0,00532	0,00446	0,00381	0,00331

Damit der Durchmesser einer Druckleitung ein wirtschaftlicher sei, müssen die Jahreskosten für Betrieb, Verzinsung, Tilgung des Anlagekapitals, Unterhaltung und Abschreibung der Leitung und des zur Überwindung der Reibungswiderstände (aber nur dieser) dienenden Kostenteils der Maschinen ein Minimum sein.

Für den wirtschaftlichen Durchmesser von Wasserversorgungsdruckleitungen gilt die einfache Näherungsformel, [204] § 154.

$$D_m = 1{,}5 \sqrt{Q_{cbm}} \qquad 3$$

Notiz. Für Kalkmilchleitungen von 33° Baumé hat sich $v = 1{,}5 \div 1{,}7$ m/sek als genügend ergeben, um Absätze zu verhindern.

8. **Berechnung von Ortsrohrnetzen.** a) Wasserversorgung. Bei ganz überschläglicher Berechnung stellt man die jedem Strang zukommende Wassermenge fest und dimensioniert ihn mit der Bedingung $v \leqq 1{,}0$ m, wobei man allenthalben die nötige Druckhöhe (20—30 m) behalten muß, [201] S. 86. Über wirtschaftliche Berechnungsweisen s. Weyrauch [204] § 162.

b) Kanalisation. Muster zur Berechnung geben Heyd [88], Weyrauch [203] S. 62; s. auch Ge 1909, S. 569.

9. **Arbeitsbedarf einer Pumpe.** Werden Q z/s auf h m (manometrische) Förderhöhe gehoben, so ist die Leistung einer Pumpe in gehobenem Wasser gemessen $N = Qh : 75$ PS. Unter Berücksichtigung der Wirkungsgrade und Reibungsverluste kann man als überschläglichen Arbeitsbedarf von Pumpen setzen:

$$N' = \eta \frac{Qh}{75} = \eta N \qquad 4$$

woraus sich die effektive PS-Zahl ergibt mit

$\eta = 1{,}15$ für direkt gekuppelte Kolben- und Plungerpumpen,
$\eta = 1{,}25$ für mit Riemen angetriebene Kolben- und Plungerpumpen,
$\eta = 1{,}25$—$1{,}30$ für direkt angetriebene Zentrifugalpumpen,
$\eta = 1{,}35$—$1{,}50$ für mit Riemen angetriebene Zentrifugalpumpen.

Vgl. hierzu [201] S. 95 ff., [204] § 125.

10. **Leistung eines Elektromotors.** Ist A die Amperezahl vor dem Motor, V die Spannung am Motor in Volt, so ist die Leistung des Motors

$$N = \frac{AV}{1000} \text{ KW}$$

Dieselbe Zahl muß der Wattmesser in der Nähe des Motors geben (vgl. auch § 31, Nr. 7).

§ 31. Notizen über Wasserkraftanlagen.

1. Geschwindigkeiten.

In unbefestigten Kanälen (je nach Material) . .	$v = 0{,}5$—$0{,}9$ m und mehr
in Kanälen mit Befestigung	$v = 1{,}2$—$1{,}5$ m und mehr
Minimalgeschwindigkeit in Kanälen und Stollen.	$v = 0{,}5$ m
in Druckrohren	$v = 1 \div 2 \div 3$ m, s. unten
im Rechen	$v = 0{,}3$—$0{,}5$ m
im Wasserschloß (Reinigungseffekt)	$v = 0{,}25$—$0{,}40$ m
in Schützenquerschnitten	$v = 0{,}6$—$0{,}8$ m und mehr

2. Rohrdurchmesser.

Der Druckhöhenverlust nimmt bekanntlich zu mit dem Quadrat der Geschwindigkeit. Es ist also für:

$v = 0{,}5$	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0

in Verhältniszahlen

$J = 0{,}25$	1,0	2,25	4,0	6,25	9,0

was bei kleinen Absolutgefällen stark ins Gewicht fällt.

Der wirtschaftliche Durchmesser wird meist durch vergleichende Kostenberechnungen bestimmt. Eine einfache Regel gibt Adams (Eng. News 1910, Bd. 63, S. 173): Derjenige Rohrdurchmesser ist der wirtschaftliche, bei welchem der Geldwert des Energieverlusts infolge der Reibung gleich 40 % der Jahreskosten des Rohrs ist. Weiter vgl. die Werke von Köhn und von Ludin, sowie Förster, Taschenbuch für Bauingenieure, 1. Aufl., S. 936.

Nach Holl kann man, wenn L die Leitungslänge, H das Bruttogefälle ist, für erste Projektierung anwenden:

bei $L:H = 1 \div 2$	$v = 3$ m
$= 2 \div 4$	$= 2{,}5 \div 2{,}0$ m
$= 5$ und mehr	$= 1{,}5 \div 1{,}0$ m

Bei kleineren Durchmessern, insbesondere unter 250 mm, kann $v = 1{,}0$ bei größeren Rohrlängen noch unterschritten werden.

Bekanntlich ist die Wandstärke abhängig vom Innendruck der Leitungen. Man kann aber auch die Strecken mit stärkerer Pressung etwas enger machen als diejenigen mit geringerem Druck. Geht man aus von der allgemeinen Gleichung

$$H = c \cdot \frac{Q^2}{D^5} \qquad 1$$

so sind nach Forchheimer (Z. 1906, S. 1954) solche Abmessungen zu wählen, daß für den ganzen Strang:

$$y \cdot D^7 = \text{constans}, \qquad 2$$

wo y bei Zugrundelegung bewegten Wassers gleich dem senkrechten Abstand zwischen Rohr und Drucklinie, bei Zugrundelegung ruhenden Wassers gleich dem senkrechten Abstand zwischen Rohr und dem Ruhespiegel der Leitung ist.

3. Gefällsverluste in Werkkanälen.

a) Verlust am Einlauf in den Oberwasserkanal:

$$h_1 = \zeta \cdot \frac{v_0^2 - v_w^2}{2g} \qquad 3$$

Hierin ist v_0 die Geschwindigkeit im Kanal, v_w diejenige vor dem Wehr gegen den Kanal hin (vielfach gleich Null zu setzen). Für ζ kann man die Werte $\zeta = 1{,}0$—$1{,}5$, im Mittel 1,1 setzen. Mit $c_w = 0$ erhält man dann

$$h_1 = 0{,}05\, v_0^2 \qquad 4$$

Vgl. hierzu auch die Formeln 23 und 27 des § 18, S. 144 f.

b) Verlust beim Transport des Wassers im Kanal h_2 (vgl. Abschnitt II, S. 45 ff.).

c) Verlust im Rechen h_3. Er darf nach Pfarr betragen:

$$h_3 = 0{,}02\text{—}0{,}10 \text{ m} \qquad 5$$

d) Verlust beim Auslauf aus der Turbine h_4. Bei nach unten erweitertem Saugrohr kommt nach Pfarr als Unterwasserspiegel derjenige Spiegel in Betracht, welcher sich aus der Berechnung des Unterwasserkanals von selbst ergibt. Im Maximum kann werden

$$h_4 = 0{,}05\, v^2 \qquad 6$$

e) Verlust im Unterwasserkanal h_5 (vgl. Abschnitt II S. 45 ff.).

f) Übergang vom Unterwasserkanal in den Fluß. Bei unnormalem Wasserstand im Fluß kann dieser eine Hebung oder Senkung des rechnungsmäßigen Kanalwasserstands bewirken. Diese Einflüsse können sich bis ans Werk heran bemerkbar machen. Ihre Berechnung geschieht mittels der Formeln für Stau- bzw. Senkungskurven.

Das Gefälle J mag im Mittel in den Werkkanälen betragen:

für $Q = 10$—20	m³	ungefähr	1 : 2000—1 : 3500
für $Q = 50$ und mehr	„	„	1 : 3000—1 : 5000

doch findet man viel größere und viel kleinere Zahlen (vgl. die Zusammenstellung bei Mattern, Die Ausnutzung der Wasserkräfte, 2. Aufl., S. 166).

4. Leistungen und Wirkungsgrade bei Wasserkraftanlagen.

$$N = \eta \frac{1000\, Q\, H}{75} = m\, Q\, H \text{ PS} \qquad 7$$

wo Q in Kubikmeter pro Sekunde, H in Meter gegeben ist.

Mit einem Wirkungsgrad

	$\eta =$	0,75	0,80	0,90
wird	$m =$	10	10,8	12

Rechnet man

für die Turbinen . . . . $\eta = 0{,}75$—$0{,}90$, im Mittel 0,85
für die Generatoren . . . . . . 0,92—0,96, „ „ 0,94

so werden an den Klemmen gewonnen 100. (0,85 · 0,94) = 80 % der Rohwasserkraft.

Rechnet man weiter

für die Fernleitung . . . . $\eta = 0{,}90$—$0{,}95$, im Mittel 0,93

so gelangen an die Verbrauchsstelle 100. (0,8 · 0,93) ≅ 74 % der Rohwasserkraft.

Rechnet man weiter

für Umformung auf normale Spannung $\eta = 0{,}95$—$0{,}97$, im Mittel 0,96
für die Motoren . . . . $\eta = 0{,}93$—$0{,}96$, „ „ 0,95

so leisten die Motoren 67,5 % der Rohwasserkraft, bzw. 85 % der aus der Primärstation kommenden Energie.

Wird wie bei den sogenannten Pflatschrädern nur die Geschwindigkeit des zuströmenden Wassers ausgenutzt, so gilt die Gleichung:

$$A = \eta \cdot G \cdot \frac{v^2}{2g} \qquad 8$$

woraus mit $G = 1000\, Q$ (Q in m³/s)

$$N = 0{,}68\ \eta\ Q\, v^2 \text{ PS} \qquad 9$$

Mit $\eta = 0{,}35$ für alte Radkonstruktionen folgt:

$$N = 0{,}24\ Q\, v^2 \text{ PS} \qquad 10$$

5. Wirkungsgrad der Kanalanlage.

Ist H_w das Nutzgefälle einer Anlage, H_z das Flußgefälle auf der ausgenutzten Strecke, so ist $H_k = H_w : H_z$. Pfarr weist darauf hin, daß auch dieser Wert, seiner Wichtigkeit wegen, Gegenstand von Garantien sein sollte.

6. Der Wasserverbrauch einer Turbine

beträgt:

$$Q = \frac{N}{m\,H} \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{oder pro 1 PS} \quad Q_1 = \frac{1}{m\,H} \text{ m}^3/\text{s} \qquad 11$$

dies gibt für 1 PS-Stunde bei $m = 10$

$$Q' = \frac{360}{H} \text{ m}^3 \qquad 12$$

7. Umrechnungswerte.

1 Watt	= 1/736 PS	= 0,102 mkg/s	= 0,001346 PS
1 KW	= 0,001 Voltampere	= 102 mkg/s	= 1,36 PS
1 PS	= 736 Watt	= 0,736 KW	= 75 mkg/s
1000 mkg	= 1 Metertonne (mt)		
1 Joule	= 0,102 mkg		
1 PS/Stunde	= 0,736 KW-Stunde	= 270 000 mkg	= 270 mt
1 KW/Stunde	= 1,36 PS-Stunde	= 367 200 mkg	= 367,2 mt
1 mkg/s	= 0,0098 KW	= 1,0133 PS	

§ 32. Notizen über Binnenwasserstraßen.

1. Schiffs- und Kanalquerschnitt: f und F. Man setzt wirtschaftlich zweckmäßig

$$n = F : f = 4{,}0 \div 4{,}25 \div 4{,}50 \qquad 1$$

2. Kahnmaße, mittlere

für 600-t-Kähne	$l = 65$	$b = 8{,}0$	$t = 1{,}75$
„ 1000-t-Kähne	$l = 80$	$b = 10{,}2$	$t = 1{,}75$
„ Finowkähne (170 t)	$l = 40{,}2$	$b = 4{,}6$	$t = 1{,}25$

Durchschlagen der Holzkähne 30—40 cm auf je 60 m Länge, der Eisenschiffe 4—10 cm.

3. Wassertiefe T mindestens 50 mehr als der Tiefgang t, bei muldenförmigen Kanalprofilen für 600-t-Kähne $T_{max} = 3{,}00$ m. Bei festen Sohlpunkten $T_{min} = 2{,}50$ m.

4. Krümmungsradius. Kleinster Radius am Elb-Travekanal $R_{min} = 600$ m, am Dortmund-Emskanal 200 m (nur ausnahmsweise) im übrigen so zu bemessen, daß zwei Schiffe ohne gegenseitige oder Bodenberührung aneinander vorbei können.

5. Kanalsohlenbreite B um $1 \div 3$ m größer als die doppelte Schiffsbreite b. In Krümmungen wird zur normalen Sohlenbreite $B = 2\,b$ ein vom Krümmungshalbmesser des Kanals abhängiger Zuschlag gemacht, der z. B. am Dortmund-Emskanal für $R = 950$—700 m 1,5 m, für $R = 500$—450 m 2,5 m beträgt.

6. Kanalsohlengefälle $1:\infty$ — $1:100\,000$, letzteres zum Zweck bequemer Entleerung.

7. Schiffswiderstand. Für überschlägliche Berechnungen genügt die Formel:

$$W = k\,f\left(\frac{n}{n-1}\right)^2 (v \mp c)^2 \qquad 2$$

wo n und f dieselbe Bedeutung wie unter 1 haben, v die Schiffsgeschwindigkeit in Meter pro Sekunde (im Mittel bei Lastkähnen 1,4 m), c die Flußgeschwindigkeit in Meter pro Sekunde bedeutet. Das Minuszeichen gilt für die Talfahrt. In Kanälen ist $c = 0$, in Flüssen soll möglichst $c < 1{,}0$ m bleiben. Für Flußschiffe ist $k = 12 \div 18$, für gute Flußdampfer $k = 8 \div 10$.

Die bekannte Formel von Middendorf ist von Hildebrandt (Luegers Lexikon, 2. Aufl., Art.: Flußschiffahrt) etwas modifiziert worden und lautet so:

$$W = W_1 + W_2 = \frac{10\,F}{\sqrt{1 + 2\,l^2}} = v^{2,5} + 0{,}16\,\Omega\,v^{1,85}$$

Hieraus folgt die indizierte Leistung der Maschine:

$$N_i = \frac{1}{\eta} \cdot \frac{W\,v}{75} = \frac{N_0}{\eta}$$

In diesen Formeln bedeuten:

W den Gesamtwiderstand, W_1 den Formwiderstand, W_2 den Reibungswiderstand, F die eingetauchte Hauptspantfläche, $l = L:B$ das Verhältnis von Länge zu Breite $\Omega \backsim L\,(1{,}7\,T + \frac{\delta}{\beta}\,B)$ die eingetauchte Oberfläche ($\beta = 0{,}99 \div 0{,}97$; $\delta = 0{,}85$ für lange bis 0,79 für kurze Kähne), v die Fahrgeschwindigkeit in Meter pro Sekunde. $\eta = 0{,}5$—$0{,}7$ zunehmend mit steigendem N_0.

8. Füllen und Leeren einer Schleuse bei konstanter OW- bzw. NW-Höhe. Ist F die Grundfläche der Kammer, f der Querschnitt der Füllungsleitungen, h die momentane Höhendifferenz zwischen äußerem und Kammerwasserspiegel, so kommt mit

$$Q = \mu\,f\,\sqrt{2\,g\,h} \qquad 3$$

als Zu- bzw. Ausfluß in der Zeit $d\,t$:

$$Q\,d\,t = \mu\,f\,\sqrt{2\,g\,h} \cdot d\,h$$

woraus

$$t = \frac{2\,F}{\mu\,f\sqrt{2\,g}}\sqrt{h} \text{ und mit } \mu = 0{,}7 \quad t = \frac{F}{1{,}55\,f}\sqrt{h} \qquad 4$$

Anhang:

Allgemeine Tabellen.

Tabelle 94.

n	n^2	n^3	n^4	n^5	$\sqrt{n}$
1	1	1	1	1	1
2	4	8	16	32	1,4142
3	9	27	81	243	1,7321
4	16	64	256	1024	2,0000
5	25	125	625	3125	2,2361
6	36	216	1296	7776	2,4495
7	49	343	2401	16807	2,6458
8	64	512	4096	32768	2,8284
9	81	729	6561	59049	3,0000
10	1 00	1 000	1 0000	1 00000	3,1623
11	1 21	1 331	1 4641	1 61051	3,3166
12	1 44	1 728	2 0736	2 48832	3,4641
13	1 69	2 197	2 8561	3 71293	3,6056
14	1 96	2 744	3 8416	5 37824	3,7417
15	2 25	3 375	5 0625	7 59375	3,8730
16	2 56	4 096	6 5536	10 48576	4,0000
17	2 89	4 913	8 3521	14 19857	4,1231
18	3 24	5 832	10 4976	18 89568	4,2426
19	3 61	6 859	13 0321	24 76099	4,3589
20	4 00	8 000	16 0000	32 00000	4,4721
21	4 41	9 261	19 4481	40 84101	4,5826
22	4 84	10 648	23 4256	51 53632	4,6904
23	5 29	12 167	27 9841	64 36343	4,7958
24	5 76	13 824	33 1776	79 62624	4,8990
25	6 25	15 625	39 0625	97 65625	5,0000
26	6 76	17 576	45 6976	118 81376	5,0990
27	7 29	19 683	53 1441	143 48907	5,1962
28	7 84	21 952	61 4656	172 10368	5,2915
29	8 41	24 389	70 7281	205 11149	5,3852
30	9 00	27 000	81 0000	243 00000	5,4772
31	9 61	29 791	92 3521	286 29151	5,5678
32	10 24	32 768	104 8576	335 54432	5,6569
33	10 89	35 937	118 5921	391 35393	5,7446
34	11 56	39 304	133 6336	454 35424	5,8310
35	12 25	42 875	150 0625	525 21875	5,9161
36	12 96	46 656	167 9616	604 66176	6,0000
37	13 69	50 653	187 4161	693 43957	6,0828
38	14 44	54 872	208 5136	792 35168	6,1644
39	15 21	59 319	231 3441	902 24199	6,2450
40	16 00	64 000	256 0000	1024 00000	6,3246
41	16 81	68 921	282 5761	1158 56201	6,4031
42	17 64	74 088	311 1696	1306 91232	6,4807
43	18 49	79 507	341 8801	1470 08443	6,5574
44	19 36	85 184	374 8096	1649 16224	6,6332
45	20 25	91 125	410 0625	1845 28125	6,7082
46	21 16	97 336	447 7156	2059 62976	6,7823
47	22 09	103 328	487 9681	2293 45007	6,8557
48	23 04	110 592	530 8416	2548 03968	6,9282
49	24 01	117 649	576 4801	2824 75249	7,0000
50	25 00	125 000	625 0000	3125 00000	7,0711

$n = 1 \div 50$

n	$\sqrt[3]{n}$	$\sqrt[5]{n}$	$n^{3/2}$	$n^{5/2}$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$
1	1	1	1	1	1000,00	3,142	0,7854
2	1,2599	1,1482	2,8284	5,6568	500,00	6,283	3,1416
3	1,4422	1,2457	5,1961	15,5883	333,333	9,425	7,0686
4	1,5874	1,3195	8,0000	32,0000	250,000	12,566	12,5664
5	1,7100	1,3797	11,180	55,900	200,000	15,708	19,6350
6	1,8171	1,4310	14,697	88,182	166,667	18,850	28,2743
7	1,9129	1,4758	18,520	129,640	142,857	21,991	38,4845
8	2,0000	1,5157	22,627	181,016	125,000	25,133	50,2655
9	2,0801	1,5519	27,000	243,000	111,111	28,274	63,6173
10	2,1544	1,5849	31,623	316,230	100,000	31,416	78,5398
11	2,2240	1,6154	36,483	401,313	90,9091	34,558	95,0332
12	2,2894	1,6438	41,569	498,828	83,3333	37,699	113,097
13	2,3513	1,6703	46,872	609,336	76,9231	40,841	132,732
14	2,4101	1,6952	52,383	733,362	71,4286	43,982	153,938
15	2,4662	1,7188	58,094	871,410	66,6667	47,124	176,715
16	2,5198	1,7411	64,000	1024,00	62,5000	50,265	201,062
17	2,5713	1,7624	70,092	1191,56	58,8235	53,407	226,980
18	2,6207	1,7826	76,367	1374,61	55,5556	56,549	254,469
19	2,6684	1,8020	82,867	1574,47	52,6316	59,690	283,529
20	2,7144	1,8206	89,443	1788,86	50,0000	62,832	314,159
21	2,7589	1,8384	96,234	2020,91	47,6190	65,973	346,361
22	2,8020	1,8556	103,19	2270,18	45,4545	69,115	380,133
23	2,8439	1,8722	110,30	2536,90	43,4783	72,257	415,476
24	2,8845	1,8882	117,57	2821,68	41,6667	75,398	452,389
25	2,9240	1,9037	125,00	3125,00	40,0000	78,540	490,874
26	2,9625	1,9186	132,57	3446,82	38,4615	81,681	530,929
27	3,0000	1,9332	140,29	3787,83	37,0370	84,823	572,555
28	3,0366	1,9473	148,16	4148,48	35,7143	87,965	615,752
29	3,0723	1,9610	156,17	4528,93	34,4828	91,106	660,520
30	3,1072	1,9743	164,32	4929,60	33,3333	94,248	706,858
31	3,1414	1,9873	172,60	5350,60	32,2581	97,389	754,768
32	3,1748	2,0000	181,02	5792,64	31,2500	100,531	804,248
33	3,2075	2,0123	189,57	6255,81	30,3030	103,673	855,299
34	3,2396	2,0244	198,25	6740,50	29,4118	106,814	907,920
35	3,2711	2,0362	207,06	7247,10	28,5714	109,956	962,113
36	3,3019	2,0477	216,00	7776,00	27,7778	113,097	1017,88
37	3,3322	2,0589	225,06	8327,22	27,0270	116,239	1075,21
38	3,3620	2,0700	234,24	8901,12	26,3158	119,381	1134,11
39	3,3912	2,0807	243,55	9498,45	25,6410	122,522	1194,59
40	3,4200	2,0913	252,98	10119,20	25,0000	125,66	1256,64
41	3,4482	2,1016	262,53	10763,73	24,3902	128,81	1320,25
42	3,4760	2,1118	272,19	11431,98	23,8095	131,95	1385,44
43	3,5034	2,1217	281,97	12124,71	23,2558	135,09	1452,20
44	3,5303	2,1315	291,86	12841,84	22,7273	138,23	1520,53
45	3,5569	2,1411	301,87	13584,15	22,2222	141,37	1590,43
46	3,5830	2,1506	311,89	14346,94	21,7391	144,51	1661,90
47	3,6088	2,1598	322,22	15145,24	21,2766	147,65	1734,94
48	3,6342	2,1690	332,55	15962,40	20,8333	150,80	1809,56
49	3,6593	2,1779	343,00	16807,00	20,4082	153,94	1885,74
50	3,6840	2,1867	353,55	17677,50	20,0000	157,08	1963,50

Tabelle 94. Fortsetzung.

n	n^2	n^3	n^4	n^5	$\sqrt{n}$
51	26 01	132 651	676 5201	3450 25251	7,1414
52	27 04	140 608	731 1616	3802 04032	7,2111
53	28 09	148 877	789 0481	4181 95493	7,2801
54	29 16	157 464	850 3056	4591 65024	7,3485
55	30 25	166 375	915 0625	5032 84375	7,4162
56	31 36	175 616	983 4496	5507 31776	7,4833
57	32 49	185 193	1055 6001	6016 92057	7,5498
58	33 64	195 112	1131 6496	6563 56768	7,6158
59	34 81	205 379	1211 7361	7149 24299	7,6811
60	36 00	216 000	1296 0000	7776 00000	7,7460
61	37 21	226 981	1384 5841	8445 96301	7,8102
62	38 44	238 328	1477 6336	9161 32832	7,8740
63	39 69	250 047	1575 2961	9924 36543	7,9373
64	40 96	262 144	1677 7216	10737 41824	8,0000
65	42 25	274 625	1785 0625	11602 90625	8,0623
66	43 56	287 496	1897 4736	12523 30576	8,1240
67	44 89	300 763	2015 1121	13501 25107	8,1854
68	46 24	314 432	2138 1376	14539 33568	8,2462
69	47 61	328 509	2266 7121	15640 31349	8,3066
70	49 00	343 000	2401 0000	16807 00000	8,3666
71	50 41	357 911	2541 1681	18042 29351	8,4261
72	51 84	373 248	2687 3856	19349 17632	8,4853
73	53 29	389 017	2839 8241	20730 71593	8,5440
74	54 76	405 224	2998 6576	22190 06624	8,6023
75	56 25	421 875	3164 0625	23730 46875	8,6603
76	57 76	438 976	3336 2176	25355 25376	8,7178
77	59 29	456 533	3515 3041	27067 84177	8,7750
78	60 84	474 552	3701 5056	28871 74368	8,8318
79	62 41	493 039	3895 0081	30770 56399	8,8882
80	64 00	512 000	4096 0000	32768 00000	8,9443
81	65 61	531 441	4304 6721	34867 84401	9,0000
82	67 24	551 368	4521 2176	37073 98432	9,0554
83	68 89	571 787	4745 8321	39390 40643	9,1104
84	70 56	592 704	4978 7136	41821 19424	9,1652
85	72 25	614 125	5220 0625	44370 53125	9,2195
86	73 96	636 056	5470 8016	47042 70176	9,2736
87	75 69	658 503	5728 9761	49842 09207	9,3274
88	77 44	681 472	5996 9536	52773 19168	9,3808
89	79 21	704 969	6274 2241	55840 59449	9,4340
90	81 00	729 000	6561 0000	59049 00000	4,4868
91	82 81	753 571	6857 4961	62403 21451	9,5394
92	84 64	778 688	7163 9296	65908 15232	9,5917
93	86 49	804 357	7480 5201	65968 83693	9,6437
94	88 36	830 584	7807 4896	73390 40224	9,6954
95	90 25	857 375	8145 0625	77378 09375	9,7468
96	92 16	884 736	8493 4656	81537 26976	9,7980
97	94 09	912 673	8852 9281	85873 40257	9,8489
98	96 04	941 192	9223 6816	30392 07968	9,8995
99	98 01	970 299	9605 9601	95099 00499	9,9499
100	1 00 00	1 000 000	1 0000 0000	1 00000 00000	10,0000
101	1 02 01	1 030 301	1 0406 0401	1 05101 00501	10,0499
102	1 04 04	1 061 208	1 0824 3216	1 10408 08032	10,0995

$n = 51 - 102$

n	$\sqrt[3]{n}$	$\sqrt[5]{n}$	$n^{3/2}$	$n^{5/2}$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$
51	3,7084	2,1954	364,63	18596,13	19,6078	160,22	2042,82
52	3,7325	2,2039	374,97	19498,44	19,2308	163,36	2123,72
53	3,7563	2,2123	385,85	20450,05	18,8679	166,50	2206,18
54	3,7798	2,2206	396,81	21427,74	18,5185	169,65	2290,22
55	3,8030	2,2288	407,89	22433,95	18,1818	172,79	2375,83
56	3,8259	2,2369	419,07	23467,92	17,8571	175,93	2463,01
57	3,8485	2,2448	430,34	24529,38	17,5439	179,07	2551,76
58	3,8709	2,2526	441,72	25628,76	17,2414	182,21	2642,08
59	3,8930	2,2603	453,19	26738,21	16,9492	185,35	2733,97
60	3,9149	2,2679	464,76	27885,60	16,6667	188,50	2827,43
61	3,9365	2,2755	476,43	29062,23	16,3934	191,64	2922,47
62	3,9579	2,2829	488,18	30267,16	16,1290	194,78	3019,07
63	3,9791	2,2902	500,04	31502,52	15,8730	197,92	3117,25
64	4,0000	2,2974	512,00	32768,00	15,6250	201,06	3216,99
65	4,0207	2,3045	524,04	34062,60	15,3846	204,20	3318,31
66	4,0412	2,3116	536,18	35387,88	15,1515	207,35	3421,19
67	4,0615	2,3185	548,41	36743,47	14,9254	210,49	3525,65
68	4,0817	2,3254	560,74	38130,32	14,7059	213,63	3631,68
69	4,1016	2,3322	573,16	39548,04	14,4928	216,77	3739,28
70	4,1213	2,3390	585,66	40996,20	14,2857	219,91	3848,45
71	4,1408	2,3456	598,26	42476,46	14,0845	223,05	3959,19
72	4,1602	2,3522	610,94	43987,68	13,8889	226,19	4071,50
73	4,1793	2,3586	623,70	45530,10	13,6986	229,34	4185,39
74	4,1983	2,3651	636,56	47105,44	13,5135	232,48	4300,84
75	4,2172	2,3714	649,51	48713,25	13,3333	235,62	4417,86
76	4,2358	2,3777	662,54	50353,04	13,1579	238,76	4536,46
77	4,2543	2,3840	675,68	52027,36	12,9870	241,90	4656,63
78	4,2727	2,3901	688,86	53731,08	12,8205	245,04	4778,36
79	4,2908	2,3962	702,18	5547[illegible],22	12,6582	248,19	4901,67
80	4,3089	2,4023	715,54	57243,20	12,5000	251,33	5026,55
81	4,3267	2,4082	729,00	59049,00	12,3457	254,47	5153,00
82	4,3445	2,4141	742,53	60887,46	12,1951	257,61	5281,02
83	4,3621	2,4200	756,17	62762,11	12,0482	260,75	5410,61
84	4,3795	2,4258	769,88	64669,92	11,9048	263,89	5541,77
85	4,3968	2,4315	783,67	66611,95	11,7647	267,04	5674,50
86	4,4140	2,4372	797,54	68588,44	11,6279	270,18	5808,80
87	4,4310	2,4429	811,48	70598,76	11,4943	273,32	5944,68
88	4,4480	2,4484	825,50	72644,00	11,3636	276,46	6082,12
89	4,4647	2,4540	839,63	74727,07	11,2360	279,60	6221,14
90	4,4814	2,4595	853,80	76842,00	11,1111	282,74	6361,73
91	4,4979	2,4649	868,08	78995,28	10,9890	285,88	6503,88
92	4,5144	2,4704	882,44	81184,48	10,8696	289,03	6647,61
93	4,5307	2,4757	896,85	83407,05	10,7527	292,17	6792,91
94	4,5468	2,4810	911,37	85668,78	10,6383	295,31	6939,78
95	4,5629	2,4862	925,94	87964,30	10,5263	298,45	7088,22
96	4,5789	2,4914	940,61	90298,56	10,4167	301,59	7238,23
97	4,5947	2,4966	955,33	92667,01	10,3093	304,73	7389,81
98	4,6104	2,5018	970,15	95074,70	10,2041	307,88	7542,96
99	4,6261	2,5069	985,05	97519,95	10,1010	311,02	7697,69
100	4,6416	2,5119	1000,0	100000	10,0000	314,16	7853,98
101	4,6570	2,5169	1015,0	102515	9,90099	317,30	8011,85
102	4,6723	2,5219	1030,1	105070,2	9,80392	320,44	8171,28

Tabelle 94. Fortsetzung.

n	n^2	n^3	n^4	n^5	$\sqrt{n}$
103	1 06 09	1 092 727	1 1255 0881	1 15927 40743	10,1489
104	1 08 16	1 124 864	1 1698 5856	1 21665 29204	10,1980
105	1 10 25	1 157 625	1 2155 0625	1 27628 15675	10,2470
106	1 12 36	1 191 016	1 2624 7696	1 33822 55776	10,2956
107	1 14 49	1 225 043	1 3107 9601	1 40255 17307	10,3441
108	1 16 64	1 259 712	1 3604 8896	1 46932 80768	10,3923
109	1 18 81	1 295 029	1 4115 8161	1 53862 39549	10,4403
110	1 21 00	1 331 000	1 4641 0000	1 61051 00000	10,4881
111	1 23 21	1 367 631	1 5180 7041	1 68505 81551	10,5357
112	1 25 44	1 404 928	1 5735 1936	1 76234 16832	10,5830
113	1 27 69	1 442 897	1 6304 7361	1 84243 51793	10,6301
114	1 29 96	1 481 544	1 6889 6016	1 92541 45824	10,6771
115	1 32 25	1 520 875	1 7490 0625	2 01135 71875	10,7238
116	1 34 56	1 560 896	1 8106 3936	2 10034 16576	10,7703
117	1 36 89	1 601 613	1 8738 8721	2 19244 80357	10,8167
118	1 39 24	1 643 032	1 9387 7776	2 28775 77568	10,8628
119	1 41 61	1 685 159	2 0053 3921	2 38635 36599	10,9087
120	1 44 00	1 728 000	2 0736 0000	2 48832 00000	10,9545
121	1 46 41	1 771 561	2 1435 8881	2 59374 24601	11,0000
122	1 48 84	1 815 848	2 2153 3456	2 70270 81632	11,0454
123	1 51 29	1 860 867	2 2888 6641	2 81530 56813	11,0905
124	1 53 76	1 906 624	2 3642 1376	2 93162 50624	11,1355
125	1 56 25	1 953 125	2 4414 0625	3 05175 78125	11,1803
126	1 58 76	2 000 376	2 5204 7376	3 17579 69376	11,2250
127	1 61 29	2 048 383	2 6014 4641	3 30383 69407	11,2694
128	1 63 84	2 097 152	2 6843 5456	3 43597 38368	11,3137
129	1 66 41	2 146 689	2 7692 2881	3 57230 51649	11,3578
130	1 69 00	2 197 000	2 8561 0000	3 71293 00000	11,4018
131	1 71 61	2 248 091	2 9449 9921	3 85794 89651	11,4455
132	1 74 24	2 299 968	3 0359 5776	4 00746 42432	11,4891
133	1 76 89	2 352 637	3 1290 0721	4 16157 95893	11,5326
134	1 79 56	2 406 104	3 2241 7936	4 32040 03424	11,5758
135	1 82 25	2 460 375	3 3215 0625	4 48403 34375	11,6190
136	1 84 96	2 515 456	3 4210 2016	4 65258 74176	11,6619
137	1 87 69	2 571 353	3 5227 5361	4 82617 24457	11,7047
138	1 90 44	2 628 072	3 6267 3936	5 00490 03168	11,7473
139	1 93 21	2 685 619	3 7330 1641	5 18888 44690	11,7898
140	1 96 00	2 744 000	3 8416 0000	5 37824 00000	11,8322
141	1 98 81	2 803 221	3 9525 4161	5 57308 36701	11,8743
142	2 01 64	2 863 288	4 0658 6896	5 77353 39232	11,9164
143	2 04 49	2 924 207	4 1816 1601	5 97971 08943	11,9583
144	2 07 36	2 985 984	4 2998 1696	6 19173 64224	12,0000
145	2 10 25	3 048 625	4 4205 0625	6 40973 40625	12,0416
146	2 13 16	3 112 136	4 5437 1836	6 63382 90976	12,0830
147	2 16 09	3 176 523	4 0694 8881	6 86414 85507	12,1244
148	2 19 04	3 241 792	4 7978 5216	7 10082 11968	12,1655
149	2 22 01	3 307 949	4 9288 4401	7 34397 75749	12,2066
150	2 25 00	3 375 000	5 0625 0000	7 59375 00000	12,2474
151	2 28 01	3 442 951	5 1988 5601	7 85027 25751	12,2828
152	2 31 04	3 511 808	5 3379 4816	8 11368 12032	12,3288
153	2 34 09	3 581 577	5 4798 1281	8 38411 35993	12,3693
154	2 37 16	3 652 264	5 6244 8656	8 66170 93024	12,4097

n	$\sqrt[3]{n}$	$\sqrt[5]{n}$	$n^{3/2}$	$n^{5/2}$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$
103	4,6875	2,5268	1045,3	107665,9	9,70874	323,58	8332,29
104	4,7027	2,5317	1060,6	110302,4	9,61538	326,73	8494,87
105	4,7177	2,5365	1075,9	112969,5	9,52381	329,87	8659,01
106	4,7326	2,5413	1091,4	115688,4	9,43396	333,01	8824,73
107	4,7475	2,5461	1106,8	118427,6	9,34579	336,15	8992,02
108	4,7622	2,5508	1122,4	121219,2	9,25926	339,29	9160.88
109	4,7769	2,5556	1138,0	124042,0	9,17431	342,43	9331,32
110	4,7914	2,5602	1153,7	126907,0	9,09091	345,58	9503,32
111	4,8059	2,5648	1169,4	129803,4	9,00901	348,72	9676,89
112	4,8203	2,5695	1185,3	132753,6	8,92857	351,86	9852,03
113	4,8346	2,5741	1201,2	135735,6	8,84956	355,00	10028,7
114	4,8488	2,5786	1217,2	138760,8	8,77193	358,14	10207,0
115	4,8629	2,5831	1233,3	141829,5	8,69565	361,28	10386,9
116	4,8770	2,5876	1249,4	144930,4	8,62069	364,42	10568,3
117	4,8910	2,5920	1265,6	148075,2	8,54701	367,57	10751,3
118	4,9049	2,5965	1281,8	151252,4	8,47458	370,71	10935,9
119	4,9187	2,6008	1298,2	154485,8	8,40336	373,85	11122,0
120	4,9324	2,6052	1314,5	157740,0	8,33333	376,99	11309,7
121	4,9461	2,6095	1331,0	161051,0	8,26446	380,13	11499,0
122	4,9597	2,6138	1347,5	164395,0	8,19672	383,27	11689,9
123	4,9732	2,6181	1364,2	167796,6	8,13008	386,42	11882,3
124	4,9866	2,6223	1380,8	171219,2	8,06452	389,56	12076,3
125	5,0000	2,6265	1397,5	174687,5	8,00000	392,70	12271,8
126	5,0133	2,6307	1414,3	178201,8	7,93651	395,84	12469,0
127	5,0265	2,6349	1431,2	181762,4	7,87402	398,98	12667,7
128	5,0397	2,6390	1448,2	185369,6	7,81250	402,12	12868,0
129	5,0528	2,6431	1465,2	189010,8	7,75194	405,27	13069,8
130	5,0658	2,6472	1481,2	192556,0	7,69231	408,41	13273,2
131	5,0788	2,6512	1499,4	196421,4	7,63359	411,55	13478,2
132	5,0916	2,6553	1516,5	200178,0	7,57576	414,69	13684,8
133	5,1045	2,6593	1533,8	203995,4	7,51880	417,83	13892,9
134	5,1172	2,6633	1551,1	207847,4	7,46269	420,97	14102,6
135	5,1299	2,6673	1568,5	211747,5	7,40741	424,12	14313,9
136	5,1426	2,6712	1586,0	215696,0	7,35294	427,26	14526,7
137	5,1551	2,6751	1603,6	219693,2	7,29927	430,40	14741,1
138	5,1676	2,6790	1621,1	223711,8	7,24638	433,54	14957,1
139	5,1801	2,6829	1638,8	227793,2	7,19424	436,68	15174,7
140	5,1925	2,6868	1656,5	231910,0	7,14286	439,82	15393,8
141	5,2048	2,6905	1674,3	236076,3	7,09220	442,96	15614,5
142	5,2171	2,6944	1692,1	240278,2	7,04225	446,11	15836,8
143	5,2293	2,6982	1710,0	244530,0	6,99301	449,25	16060,6
144	5,2415	2,7019	1728,0	248832,0	6,94444	452,39	16286,0
145	5,2536	2,7056	1746,1	253184,5	6,89655	455,53	16513,0
146	5,2656	2,7094	1764,1	257558,6	6,84932	458,67	16741,5
147	5,2776	2,7129	1782,3	261998,1	6,80272	461,81	16971,7
148	5,2896	2,7168	1800,5	266474,0	6,75676	464,96	17203,4
149	5,3015	2,7204	1818,8	271001,2	6,71141	468,10	17436,6
150	5,3133	2,7241	1837,1	275565,0	6,66667	471,24	17671,5
151	5,3251	2,7277	1855,5	280180,5	6,62252	474,38	17907,9
152	5,3368	2,7313	1874,0	284848,0	6,57895	477,52	18145,8
153	5,3485	2,7349	1892,5	289552,5	6,53595	480,66	18385,4
154	5,3601	2,7384	1911,1	294309,4	6,49351	483,81	18626,5

Tabelle 94. Fortsetzung.

n	n^2	n^3	n^4	n^5	$\sqrt{n}$
155	2 40 25	3 723 875	5 7720 0625	8 94660 96875	12,4499
156	2 43 36	3 796 416	5 9224 0896	9 23895 79776	12,4900
157	2 46 49	3 869 893	6 0757 3207	9 53889 92557	12,5300
158	2 49 64	3 944 312	6 2320 1296	9 84658 04768	12,5698
159	2 52 81	4 019 679	6 3912 8961	10 16215 04799	12,6095
160	2 56 00	4 096 000	6 5536 0000	10 43576 00000	12,6491
161	2 59 21	4 173 281	6 7189 8241	10 81756 16801	12,6886
162	2 62 44	4 251 528	6 8874 7536	11 15771 00832	12,7279
163	2 65 69	4 330 747	7 0591 1761	11 51636 17043	12,7671
164	2 68 96	4 410 944	7 2339 4816	11 86367 49824	12,8062
165	2 72 25	4 492 125	7 4120 0625	12 22981 03125	12,8452
166	2 75 56	4 574 296	7 5933 3136	12 60493 00576	12,8841
167	2 78 89	4 657 463	7 7779 6321	12 98949 85607	12,9228
168	2 82 24	4 741 632	7 9659 4176	13 38278 21568	12,9615
169	2 85 61	4 826 809	8 1573 0721	13 78584 91849	13,0000
170	2 89 00	4 913 000	8 3521 0000	14 19857 00000	13,0384
171	2 92 41	5 000 211	8 5503 6081	14 62111 69851	13,0767
172	2 95 84	5 088 448	8 7532 8256	15 05366 45632	13,1149
173	2 99 29	5 177 717	8 5586 0241	15 49838 21693	13,1529
174	3 02 76	5 268 024	9 1663 6176	15 94946 94624	13,1909
175	3 06 25	5 359 375	9 3789 0625	16 41308 59375	13,2288
176	3 09 76	5 451 776	9 5951 2576	16 88742 13376	13,2665
177	3 13 29	5 545 233	9 8150 6241	17 37266 04657	13,3041
178	3 16 84	5 639 752	10 0387 5856	17 86899 02368	13,3417
179	3 20 41	5 735 339	10 2662 5681	18 37659 96899	13,3791
180	3 24 00	5 832 000	10 4976 0000	18 89568 00000	13,4164
181	3 27 61	5 929 741	10 7328 3121	19 42642 44901	13,4536
182	3 31 24	6 028 568	10 9719 9376	19 96902 86432	13,4907
183	3 34 89	6 128 487	11 2151 3121	20 52369 01143	13,5277
184	3 38 56	6 229 504	11 4622 8736	21 09060 87424	13,5647
185	3 42 25	6 331 625	11 7135 0625	21 66998 65629	13,6015
186	3 45 96	6 434 856	11 9688 3216	21 11002 78176	13,6382
187	3 49 69	6 539 203	12 2283 0961	22 86693 89707	13,6748
188	3 53 44	6 644 672	12 4919 8336	23 48492 87168	13,7113
189	3 57 21	6 751 269	12 7598 9841	24 11620 79949	13,7477
190	3 61 00	6 859 000	13 0321 0000	24 76099 00000	13,7840
191	3 64 81	6 967 871	13 3086 3361	25 41949 01951	13,8203
192	3 68 64	7 077 888	13 5895 4496	26 09192 63232	13,8564
193	3 72 49	7 189 057	13 8748 8001	26 77851 84193	13,8924
194	3 76 36	7 301 384	14 1646 8496	27 47948 88224	13,9284
195	3 80 25	7 414 875	14 4590 0625	28 19506 21875	13,9642
196	3 84 16	7 529 536	14 7578 9056	28 92546 54976	14,0000
197	3 88 09	7 645 373	15 0613 8481	29 67092 80757	14,0357
198	3 92 04	7 762 392	15 3695 3616	30 43168 15968	14,0712
199	3 96 01	7 880 599	15 6823 9201	31 20796 00999	14,1067
200	4 00 00	8 000 000	16 0000 0000	32 00000 00000	14,1421
10	100	1000	10 000	100 000	3,1623
100	10 000	1 000 000	100 000 000	10 000 000 000	10,000
1000	1 000 000	1 000 000 000	1 000 000 000 000	1000 000 000 000 000	31,623

Anm. Mit den Potenzwerten der Zahlen 10 100 1000 kann man die entsprechenden Potenzen auch anderer Zahlen berechnen, so ist z. B.

n = 155 — 200

n	$\sqrt[3]{n}$	$\sqrt[5]{n}$	$n^{3/2}$	$n^{5/2}$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$
155	5,3717	2,7420	1929,7	299103,5	6,45161	486,95	18869,2
156	5,3832	2,7455	1948,4	303950,4	6,41026	490,09	19113,4
157	5,3947	2,7490	1967,2	308850,4	6,36943	493,23	19359,3
158	5,4061	2,7525	1986,0	313788,0	6,32911	496,37	19606,7
159	5,4175	2,7560	2004,9	318779,1	6,28931	499,51	19855,7
160	5,4288	2,7594	2023,9	323824,0	6,25000	502,65	20106,2
161	5,4401	2,7629	2042,9	328906,9	6,21118	505,80	20358,3
162	5,4514	2,7663	2061,9	334027,8	6,17284	508,94	20612,0
163	5,4626	2,7697	2081,0	339203,0	6,13497	512,08	20867,2
164	5,4737	2,7731	2100,2	344432,8	6,09756	515,22	21124,1
165	5,4848	2,7765	2119,4	349701,0	6,06061	518,36	21382,5
166	5,4959	2,7798	2138,8	355040,8	6,02410	521,50	21642,4
167	5,5069	2,7832	2158,2	360419,4	5,98802	524,65	21904,0
168	5,5178	2,7865	2177,5	365820,0	5,95238	527,79	22167,1
169	5,5288	2,7898	2197,0	371293,0	5,91716	530,93	22431,8
170	5,5397	2,7931	2216,5	376805,0	5,88235	534,07	22698,0
171	5,5505	2,7964	2236,2	382390,2	5,84795	537,21	22965,8
172	5,5613	2,7997	2255,8	387997,6	5,81395	540,35	23235,2
173	5,5721	2,8029	2275,5	393661,5	5,78035	543,50	23506,2
174	5,5828	2,8061	2295,2	399364,8	5,74713	546,64	23778,7
175	5,5934	2,8094	2315,1	405142,5	5,71429	549,78	24052,8
176	5,6041	2,8125	2334,9	410942,4	5,68182	552,92	24328,5
177	5,6147	2,8157	2354,8	416799,6	5,64972	556,06	24605,7
178	5,6252	2,8189	2374,8	422714,4	5,61798	559,20	24884,6
179	5,6357	2,8221	2394,8	428669,2	5,58659	562,35	25164,9
180	5,6462	2,8252	2414,9	434682,0	5,55556	565,49	25446,9
181	5,6567	2,8284	2435,1	440753,1	5,52486	568,63	25730,4
182	5,6671	2,8315	2455,3	446864,6	5,49451	571,77	26015,5
183	5,6774	2,8346	2475,6	453034,8	5,46448	574,91	26302,2
184	5,6877	2,8377	2495,9	459245,6	5,43478	578,05	26590,4
185	5,6980	2,8407	2516,3	465515,5	5,40541	581,19	26880,3
186	5,7083	2,8438	2536,7	471826,2	5,37634	584,34	27171,6
187	5,7185	2,8469	2557,2	478196,4	5,34759	587,48	27464,6
188	5,7287	2,8499	2577,8	484626,4	5,31915	590,62	27759,1
189	5,7388	2,8529	2598,3	491078,7	5,29101	593,76	28055,2
190	5,7489	2,8559	2618,9	497591,0	5,26316	596,90	28352,9
191	5,7590	2,8590	2639,7	504182,7	5,23560	600,04	28652,1
192	5,7690	2,8619	2660,4	510796,8	5,20833	603,19	28952,9
193	5,7790	2,8649	2681,3	517490,9	5,18135	606,33	29255,3
194	5,7890	2,8679	2702,1	524207,4	5,15464	609,47	29559,2
195	5,7989	2,8709	2723,0	530985,0	5,12821	612,61	29864,8
196	5,8088	2,8738	2744,1	537843,6	5,10204	615,75	30171,9
197	5,8186	2,8767	2765,0	544705,0	5,07614	618,89	30480,5
198	5,8285	2,8796	2786,1	551647,8	5,05051	622,04	30790,7
199	5,8383	2,8825	2807,2	558632,8	5,02513	625,18	31102,6
200	5,8480	2,8854	2828,4	565680,0	5,00000	628,32	31415,9
10	2,1544	1,5849	31,6228	316,23	100,000	31,416	78,5398
100	4,6416	2,5119	1000,00	100,000	10,000	314,16	7853,98
1000	10,0000	3,9811	31 623	31 623 000	1,000	31 416	785 398

für $n = 0,129$ $\quad n^{3/2} = \frac{129^{3/2}}{1000^{3/2}} = \frac{1465,2}{31623} = 0,0436$

Potenztafel der Werte von *D* (in Metern).

Tabelle 95. (Die Logarithmen sind 7-stellig berechnet und einzeln abgerundet.)

D mm	$\log \sqrt{D}$	$\log D^2$	$\log D^5$	$\log \sqrt{D^5}$	$1:D$ log	$1:D$ Num.	$\log \frac{1}{D^5}$	$F=\pi D^2:4$ log	$F=\pi D^2:4$ Num.
25	0.19897 —1	0.79588 — 4	0.98970 —9	0.99485 — 5	1.60206	40,0000	8.01030	0.69108 — 4	0,000491
40	0.30103 —1	0.20412 —3	0.01030 —7	0.50515 — 4	1.39794	25,0000	6.98970	0.09934 —3	0,001257
50	0.34949 —1	0.39794 — 3	0.49485 —7	0.74743 —4	1.30103	20,0000	6.50515	0.29314 —3	0.001964
60	0.38908 —1	0.55630 —3	0.89075 —7	0.94538 — 4	1.22185	16,6667	6.10925	0.45133 —3	0,002827
70	0.42255 —1	0.69020 —3	0.22549 — 6	0.11275 —3	1.15491	14,2857	5.77455	0.58524 —3	0,003848
80	0.45155 —1	0.80618 —3	0.51545 —6	0.25773 — 3	1.09691	12,5000	5.48455	0.70122 —3	0,005026
90	0.47712 —1	0.90849 — 3	0.77122 — 6	0.38561 — 3	1.04575	11,1111	5.22875	0.80359 —3	0,006362
100	0.50000 — 1	0.00000 —2	0.00000 —5	0.50000 —3	1.00000	10,0000	5.00000	0.89509 —3	0,007854
125	0.54846 —1	0.19382 —2	0.48455 5	0.74228 — 3	0.90309	8,0000	4.51545	0.08892 —2	0,012272
150	0.58805 —1	0.35218 —2	0.88045 —5	0.94023 — 3	0.82393	6,6667	4.11965	0.24726 —2	0,017671
175	0.62152 —1	0.48608 — 2	0.21519 —4	0.10759 — 2	0.75696	5,7143	3.78480	0.38117 —2	0,024053
200	0.65052 —1	0.60206 — 2	0.50515 —4	0.25258 —2	0.69897	5,0000	3.49485	0.49715 —2	0,031416
225	0.67609 —1	0.70437 — 2	0.76092 —4	0.38046 —2	0.64781	4,4444	3.23905	0.60055 — 2	0,039861
250	0.69897 —1	0.79588 — 2	0.98970 —4	0.49485 —2	0.60206	4,4000	3.01030	0.69097 —2	0,049087
275	0.71967 —1	0.87867 —2	0.19667 —3	0.59834 —2	0.56067	3,6364	2.80336	0.77376 — 2	0,059396
300	0.73856 —1	0.95424 —2	0.38560 —3	0.69280 —2	0.52287	3,3333	2.61435	0.84933 —2	0,070686

325	0 75594—1	0 02377—1	0 55942—3	0.77971—2	0.48811	3,0769	2.44055	0.91886—2	0,082958
350	0.77203—1	0 08814—1	0.72034—3	0.86017—2	0.45593	2,8571	2.27963	0.98322—2	0,096211
375	0.78702—1	0 14806—1	0 87016—3	0.93508—2	0.42597	2,6667	2.12985	0.04317—1	0,110447
400	0.80103—1	0.20412—1	0.01030—2	0.00515—1	0.39794	2,5000	1 98970	0.09920—1	0,125664
425	0.81419—1	0.25678—1	0.14194—2	0.07097—1	0.37160	2 3529	1.85802	0.15186—1	0,141863
450	0.82661—1	0 30643—1	0.26606—2	0.13303—1	0.34678	2,2222	1.73392	0.20151—1	0,159043
475	0.83835—1	0 35339—1	0.38347—2	0.19174—1	0.32331	2,1053	1.61657	0.24846—1	0,177205
500	0.84949—1	0.39794—1	0.49485—2	0.24743—1	0.30102	2,0000	1.50515	0.29303—1	0,196350
550	0.87018—1	0 48073—1	0.70181—2	0.35091—1	0.25964	1,8182	1.29871	0.37582—1	0,237583
600	0.88908—1	0.55630—1	0.89076—2	0.44538—1	0.22186	1,6667	1.10929	0.45139—1	0,282743
650	0.90646—1	0.62583—1	0.06457—1	0.53228—1	0.18710	1,5385	0.93549	0.52092—1	0,331831
700	0.92255—1	0.69020—1	0 22549—1	0.61275—1	0.15491	1,4286	0.77455	0.58529—1	0,384845
750	0.93753—1	0.75012—1	0.37531—1	0.68766—1	0.12493	1.3333	0.62464	0.64521—1	0,441786
800	0.95155—1	0.80618—1	0.51545—1	0.75773—1	0 09691	1,2500	0.48455	0.70127—1	0,502655
850	0.96471—1	0.85884—1	0.64709—1	0.82345—1	0.07058	1,1778	0.35291	0.75393—1	0,567450
900	0.97712—1	0.90849—1	0.77121—1	0.88561—1	0.04575	1,1111	0.22877	0.80358—1	0,636173
950	0.98886—1	0.95545—1	0.88862—1	0.94431—1	0.02228	1,0526	0.11138	0.85054—1	0,70882
1000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1,0000	0.00000	0.89509—1	0,78540
1050	0.01059	0.04238	0.10595	0 05297	0.97881—1	0,9524	0.89405—1	0.93747—1	0,86590
1100	0.02070	0.08279	0.20696	0.10348	0.95861—1	0,9091	0.79305—1	0 97787—1	0,95033
1150	0.03035	0.12140	0.30349	0.15174	0 93930—1	0,8696	0.69651—1	0.01649	1,03869
1200	0.03959	0.15836	0.39591	0.19795	0.92080—1	0,8333	0.60401—1	0.05345	1,13097

Tabelle 96.

Die Werte $h^{3/2}$; $v = \sqrt{2gh}$ und $Q = 1{,}80\,b\,h\,\sqrt{h}$ für $b = 1$.

h	$h^{3/2}$	$v=\sqrt{2gh}$	Q	h	$h^{3/2}$	$v=\sqrt{2gh}$	Q	h	$h^{3/2}$	$v=\sqrt{2gh}$	Q
0,01	0,001	0,443	0,0018	0,21	0,096	2,030	0,1728	0,41	0,263	2,836	0,4734
0,02	0,003	0,626	0,0054	0,22	0,103	2,078	0,1854	0,42	0,272	2,870	0,4896
0,03	0,005	0,767	0,0090	0,23	0,110	2,174	0,1980	0,43	0,282	2,904	0,5075
0,04	0,008	0,886	0,0144	0,24	0,118	2,170	0,2124	0,44	0,292	2,938	0,5256
0,05	0,011	0,990	0,0200	0,25	0,125	2,215	0,2250	0,45	0,302	2,971	0,5436
0,06	0,015	1,085	0,0270	0,26	0,133	2,259	0,2394	0,46	0,312	3,004	0,5616
0,07	0,019	1,172	0,0342	0,27	0,140	2,301	0,2520	0,47	0,322	3,037	0,5796
0,08	0,023	1,253	0,0414	0,28	0,148	2,344	0,2664	0,48	0,333	3,069	0,5994
0,09	0,027	1,329	0,0486	0,29	0,156	2,385	0,2808	0,49	0,343	3,100	0,6174
0,10	0,032	1,401	0,0576	0,30	0,164	2,426	0,2952	0,50	0,354	3,132	0,6372
0,11	0,036	1,468	0,0648	0,31	0,173	2,466	0,3114	0,51	0,364	3,163	0,6552
0,12	0,042	1,534	0,0756	0,32	0,181	2,506	0,3258	0,52	0,375	3,194	0,6750
0,13	0,047	1,597	0,0846	0,33	0,190	2,554	0,3420	0,53	0,386	3,224	0,6948
0,14	0,052	1,657	0,0936	0,34	0,198	2,587	0,3564	0,54	0,397	3,253	0,7146
0,15	0,058	1,715	0,1044	0,35	0,207	2,620	0,3726	0,55	0,408	3,285	0,7344
0,16	0,064	1,772	0,1152	0,36	0,216	2,658	0,3888	0,56	0,419	3,314	0,7542
0,17	0,070	1,826	0,1260	0,37	0,225	2,694	0,4050	0,57	0,430	3,344	0,7740
0,18	0,076	1,879	0,1368	0,38	0,234	2,730	0,4212	0,58	0,442	3,373	0,7956
0,19	0,083	1,931	0,1494	0,39	0,244	2,766	0,4392	0,59	0,453	3,402	0,8154
0,20	0,089	1,981	0,1602	0,40	0,253	2,801	0,4554	0,60	0,465	3,431	0,8370

Anm. Eine große Tafel der $v = \sqrt{2gh}$ findet sich in Claudel, Formules, tables et renseignements usuels. Paris 1867. s. auch Taschenbuch „Hütte" etc.

Tabelle 97. Druckhöhen $k = \frac{v^2}{2g}$, wenn gegeben v.

v	k	v	k	v	k	v	k
0,10	0,0005097	1,10	0,06168	2,10	0,2248	3,10	0,4899
0,15	0,001147	1,15	0,06741	2,15	0,2356	3,15	0,5058
0,20	0,002039	1,20	0,07340	2,20	0,2467	3,20	0,5220
0,25	0,003186	1,25	0,07965	2,25	0,2581	3,25	0,5384
0,30	0,004588	1,30	0,08615	2,30	0,2697	3,30	0,5551
0,35	0,006244	1,35	0,09290	2,35	0,2815	3,35	0,5721
0,40	0,008156	1,40	0,09991	2,40	0,2936	3,40	0,5893
0,45	0,010322	1,45	0,1072	2,45	0,3060	3,45	0,6067
0,50	0,012744	1,50	0,1147	2,50	0,3186	3,50	0,6244
0,55	0,015420	1,55	0,1225	2,55	0,3315	3,55	0,6424
0,60	0,018351	1,60	0,1305	2,60	0,3446	3,60	0,6606
0,65	0,021537	1,65	0,1388	2,65	0,3580	3,65	0,6791
0,70	0,024978	1,70	0,1473	2,70	0,3716	3,70	0,6978
0,75	0,028673	1,75	0,1561	2,75	0,3855	3,75	0,7168
0,80	0,032624	1,80	0,1652	2,80	0,3996	3,80	0,7361
0,85	0,036829	1,85	0,1745	2,85	0,4140	3,85	0,7556
0,90	0,041289	1,90	0,1840	2,90	0,4287	3,90	0,7753
0,95	0,046005	1,95	0,1938	2,95	0,4434	3,95	0,7953
1,00	0,05097	2,00	0,2039	3,00	0,4588	4,00	0,8156
1,05	0,05620	2,05	0,2142	3,05	0,4742	5,00	1,2744

Umrechnung der „Regenhöhen in mm“ in „Regenmengen auf 1 ha“.

Zur Umrechnung der Regenhöhe in Regenmengen und umgekehrt dienen die folgenden Beziehungen sowie die Tabelle 98:

1 l/s pro Hektar = 3,36 mm pro Stunde
= 0,006 „ „ Minute
= 0,0001 „ „ Sekunde

1 mm pro Stunde = 2,77 ... l/s pro Hektar
1 „ „ Minute = 166,66 ... „ „ „
1 „ „ Sekunde = 10 000 ... „ „ „
1 mm Regenhöhe auf 1 qm Fläche = 1 l Wasser

Beispiel. Es sei in 20 Minuten eine Regenmenge von 41 mm Höhe gefallen. Wieviel Sekundenliter pro Hektar war die durchschnittliche Regenstärke?

Antwort: 41 mm in 1 Stunde gefallen, würden 114 sl pro Hektar ergeben, die Regenstärke war also bei 20 Minuten = $^1/_3$ Stunde Dauer 3 · 114 = 342 l/s pro Hektar.

Tabelle 98.

Regenhöhe in mm	Regenmenge auf 1 ha: in cbm	in Sek.-Liter bei 24 Std. (Regendauer)	bei 1 Std.	bei 1 Min.	Regenhöhe in mm	Regenmenge auf 1 ha: in cbm	in Sek.-Liter bei 24 Std. (Regendauer)	bei 1 Std.	bei 1 Min.	Regenhöhe in mm	Regenmenge auf 1 ha: in cbm	in Sek.-Liter bei 24 Std. (Regendauer)	bei 1 Std.	bei 1 Min.
1	10	0,1	2,8	167	31	310	3,6	86	5 167	61	610	7,1	169	10 167
2	20	0,2	5,5	333	32	320	3,7	89	5 333	62	620	7,2	172	10 333
3	30	0,3	8,3	500	33	330	3,8	92	5 500	63	630	7,3	175	10 500
4	40	0,5	11	667	34	340	3,9	94	5 667	64	640	7,4	178	10 667
5	50	0,6	14	833	35	350	4,0	97	5 833	65	650	7,5	180	10 833
6	60	0,7	17	1 000	36	360	4,2	100	6 000	66	660	7,6	183	11 000
7	70	0,8	19	1 167	37	370	4,3	103	6 167	67	670	7,7	186	11 167
8	80	0,9	22	1 333	38	380	4,4	105	6 333	68	680	7,9	189	11 333
9	90	1,0	25	1 500	39	390	4,5	108	6 500	69	690	8,0	192	11 500
10	100	1,1	28	1 667	40	400	4,6	111	6 667	70	700	8,1	194	11 667
11	110	1,3	30	1 833	41	410	4,7	114	6 833	71	710	8,2	197	11 833
12	120	1,4	33	2 000	42	420	4,9	117	7 000	72	720	8,3	200	12 000
13	130	1,5	36	2 167	43	430	5,0	119	7 167	73	730	8,4	203	12 167
14	140	1,6	39	2 333	44	440	5,1	122	7 333	74	740	8,6	206	12 333
15	150	1,7	42	2 500	45	450	5,2	125	7 500	75	750	8,7	208	12 500
16	160	1,8	44	2 667	46	460	5,3	128	7 667	76	760	8,8	211	12 667
17	170	2,0	47	2 833	47	470	5.4	130	7 833	77	770	8,9	214	12 833
18	180	2,1	50	3 000	48	480	5,5	133	8 000	78	780	9,0	217	13 000
19	190	2,2	53	3 167	49	490	5,7	136	8 167	79	790	9,1	219	13 167
20	200	2,3	55	3 333	50	500	5,8	139	8 333	80	800	9,2	222	13 333
21	210	2,4	58	3 500	51	510	5,9	142	8 500	81	810	9,4	225	13 500
22	220	2,5	61	3 667	52	520	6,0	144	8 667	82	820	9,5	228	13 667
23	230	2,7	64	3 833	53	530	6,1	147	8 833	83	830	9,6	230	13 833
24	240	2,8	67	4 000	54	540	6,2	150	9 000	84	840	9,7	233	14 000
25	250	2,9	69	4 167	55	550	6,4	153	9 167	85	850	9,8	236	14 167
26	260	3,0	72	4 333	56	560	6,5	155	9 333	86	860	9,9	239	14 333
27	270	3,1	75	4 500	57	570	6,6	158	9 500	87	870	10,1	242	14 500
28	280	3,2	78	4 667	58	580	6,7	161	9 667	88	880	10,2	244	14 667
29	290	3,3	80	4 833	59	590	6,8	164	9 833	89	890	10,3	247	14 833
30	300	3,5	83	5 000	60	600	6,9	167	10 000	90	900	10,4	250	15 000

Tabelle 99.

l pro Sek.	l pro Min.	cbm pro Std.	cbm pro Tag	l pro Min.	cbm pro Std.	cbm pro Tag	l pro Sek.
1	60	3,6	86 4	1	0,060	1,440	0,0166
2	120	7,2	172,8	2	0,120	2,880	0,0333
3	180	10,8	259,2	3	0,180	4,320	0,0500
4	240	14,4	345,6	4	0,240	5,760	0,0666
5	**300**	**18,0**	**432,0**	**5**	**0,300**	**7,200**	**0,0833**
6	360	21,6	518 4	6	0,360	8,640	0,1000
7	420	25,2	604 8	7	0,420	10,080	0,1166
8	480	28,8	691,2	8	0,480	11,520	0,1333
9	540	32,4	777,6	9	0,540	12,960	0,1500
10	**600**	**36,0**	**864,0**	**10**	**0,600**	**14,400**	**0,1666**
12	720	43,2	1036.8	12	0,720	17,280	0,2000
14	840	50,4	1209,6	14	0,840	20.160	0,2333
16	960	57.6	1382.4	16	0,960	23.040	0,2666
18	1080	64,8	1555,2	18	1,080	25.920	0,3000
20	**1200**	**72,0**	**1728,0**	**20**	**1,200**	**28,800**	**0,3333**
25	1500	90.0	2160,0	25	1,500	36,000	0,4166
30	1800	108.0	2592.0	30	1,800	43.200	0,5000
35	2100	126,0	3024.0	35	2,100	50,400	0,5833
40	2400	144,0	3456,0	40	2,400	57,600	0,6666
45	2700	162,0	3888,0	45	2,700	64,800	0,7500
50	**3000**	**180.0**	**4320,0**	**50**	**3,000**	**72,000**	**0,8333**
55	3300	198,0	4752,0	55	3,300	79,200	0,9166
60	3600	216,0	5184,0	60	3,600	86,400	1,0000
65	3900	234.0	5616,0	65	3,900	93,600	1,0833
70	4200	252,0	6048.0	70	4,200	100.800	1,1666
75	4500	270,0	6480.0	75	4,500	108,000	1,2500
80	4800	288,0	6912,0	80	4,800	115,200	1,3333
85	5100	306,0	7344,0	85	5,100	122,400	1,4160
90	5400	324,0	7776,0	90	5,400	129,600	1,5000
95	5700	342 0	8208,0	95	5,700	136,800	1,5833
100	**6000**	**360,0**	**8640,0**	**100**	**6,000**	**144,000**	**1,6666**
110	6600	396,0	9504,0	110	6,600	158.400	1,8333
120	7200	432,0	10368,0	120	7,200	172,800	2,0000
130	7800	468,0	11232.0	130	7,800	187,200	2,1666
140	8400	504.0	12096,0	140	8,400	201,600	2,3333
150	9000	540.0	12960,0	150	9,000	216.000	2,5000
160	9600	576,0	13824,0	160	9,600	230,400	2,6666
170	10200	612,0	14688,0	170	10,200	244,800	2,8333
180	10800	648,0	15552,0	180	10,800	259,200	3,0000
190	11400	684,0	16416,0	190	11,400	273,600	3,1666
200	12000	720,0	17280,0	200	12,000	288,000	3,3333
300	18000	1080,0	25920,0	300	18,000	432,000	5,0000
400	24000	1440,0	34560,0	400	24,000	576,000	6,6666
500	**30000**	**1800,0**	**43200,0**	**500**	**30,000**	**720,000**	8,3333
600	36000	2100.0	51840,0	600	36,000	864,000	10,0000
700	42000	2520,0	60480,0	700	42,000	1008.000	11,6666
800	48000	2880,0	69120.0	800	48,000	1152.000	13.3333
900	54000	3240,0	77760,0	900	54,000	1296,000	15,0000
1000	**60000**	**3800,0**	**86400,0**	**1000**	**60,000**	**1440,000**	**16,6666**

Tabelle 99. Fortsetzung.

cbm pro Std.	cbm pro Tag	l pro Sek.	l pro Min.	cbm pro Tag	l pro Sek.	l pro Min.	cbm pro Std.
1	24	0.277	16.66	1	0,0115	0.6944	0,0417
2	48	0,555	33 33	2	0,0231	1,3888	0,0333
3	72	0,833	50,00	3	0,0347	2.0833	0.1250
4	96	1,111	66,66	4	0,0462	2,7777	0,1667
5	**120**	**1,388**	**83,33**	**5**	**0,0578**	**3,4722**	**0,2083**
6	144	1,666	100,00	6	0 0694	4,1666	0,2500
7	168	1,944	116,66	7	0 0810	4.8611	0,2917
8	192	2.222	133 33	8	0,0925	5,5555	0,3333
9	216	2,500	150 00	9	0,1041	6,2500	0.3750
10	**240**	**2,777**	**166,66**	**10**	**0.1157**	**6,9444**	**0,4166**
12	288	3 333	200,00	12	0,1388	8.3333	0 5000
14	336	3,883	233.33	14	0,1620	9,7222	0,5833
16	384	4,444	266,66	16	0,1851	11,1111	0,6666
18	432	5,000	300.00	18	0,2083	12 5000	0,7500
20	**480**	**5,555**	**333,33**	**20**	**0,2314**	**13,8888**	**0,8333**
25	600	6 944	416 66	25	0,2893	17.3611	1,0416
30	720	8.333	500.00	30	0,3472	20.8333	1 2500
35	840	9,722	583.33	35	0,4051	24 3055	1.4583
40	960	11,111	666 66	40	0.4629	27,7777	1,6666
45	1080	12,500	750,00	45	0 5208	31.2500	1,8750
50	**1200**	**13.800**	**833,33**	**50**	**0.5787**	**34,7222**	**2,0833**
55	1320	15.277	916 66	55	0 6365	38 1944	2,2916
60	1440	16 666	1000 00	60	0.6944	41,6666	2,5000
65	1560	18,055	1083 33	65	0,7523	45,1388	2,7083
70	1680	19,443	1166.66	70	0,8101	48.6111	2,9166
75	1800	20.833	1250,00	75	0,8680	52.0833	3,1250
80	1920	22,222	1333 33	80	0,9259	55.5555	3.3333
85	2040	23,610	1416.66	85	0,9837	59,0277	3.5416
90	2160	25.000	1500.00	90	1,0416	62,5000	3,7500
95	2280	26 388	1583 33	95	1,0995	65,9723	3,9583
100	**2400**	**27,777**	**1666,66**	**100**	**1,1574**	**69,4444**	**4,1666**
110	2640	30,555	1833 33	110	1,2731	76.3888	4,5833
120	2880	33,333	2000.00	120	1,3888	83.3333	5,0000
130	3120	36,111	2166,66	130	1,5045	90,2777	5,4166
140	3360	38,888	2333.33	140	1,6203	97,2222	5,8333
150	3600	41,666	2500.00	150	1.7360	104,1666	6,2500
160	3840	44,444	2666 66	160	1,8518	111,1111	6,6666
170	4080	47,222	2833.33	170	1,9675	118,0555	7,0833
180	4320	50 000	3000,00	180	2,0833	125,0000	7,5000
190	4560	52,777	3166,66	190	2,1990	131,9444	7,9166
200	4800	55,555	3333.33	200	2,3148	138,8888	8,3333
300	7200	83,333	5000,00	300	3,4722	208,3333	12,5000
400	9600	111,111	6666,66	400	4,6296	277,7777	16,6666
500	**12000**	**138,888**	**8333,33**	**500**	**5,7870**	**347,2222**	**20,8333**
600	14400	166,666	10000,00	600	6,9444	416,6666	25,0000
700	16800	194,444	11666,66	700	8,1018	486,1111	29,1666
800	19200	222,222	13333 33	800	9,2592	555,5555	33,3333
900	21600	250,000	15000,00	900	10,4166	625,0000	37,5000
1000	**24000**	**277,777**	16666,66	1000	**11,5740**	**694,4444**	**41,6666**

Anm. Es ist

1 Tag = 1 440 Minuten = 86 400 Sekunden = 24 Stunden
1 Jahr (365 Tage) = 525 600 „ = 31 536 000 „ = 8760 „

Umrechnung von Sekundenlitern und cbm pro Jahr.

Tabelle 100.

sl	cbm pro Jahr	sl	cbm pro Jahr	cbm pro Jahr × 1000	sl	cbm pro Jahr × 1000	sl
1	31 536	20	620 720	10	0,31709	30	0,95127
2	62 072	25	788 400	11	0,34880	40	1,26836
3	94 608	30	946 080	12	0,38051	50	1,58545
4	126 144	35	1 103 760	13	0,41222	60	1,90254
5	157 680	40	1 261 440	14	0,44393	70	2,21963
6	189 216	45	1 419 120	15	0,47564	80	2,53672
7	220 752	50	1 576 800	16	0,50734	90	2,85381
8	252 288	60	1 892 160	17	0,53905	100	3,17098
9	283 824	70	2 207 520	18	0,57076	250	7,9273
10	315 360	80	2 522 880	19	0,60247	500	15,8545
15	473 040	90	2 838 240	20	0,63418	1000	31,7098

Verwandlung von preußischen Morgen und Quadratruten in Metermaß.

Tabelle 101.

Morgen . . .	10	20	30	40	50
Quadratmeter .	25 532,24	51 064,48	76 596,72	102 128,97	127 661,21
Morgen . . .	60	70	80	90	100
Quadratmeter .	153 193,15	178 725,69	204 257,94	229 790,18	255 322,42
Quadratruten .	1	2	3	4	5
Quadratmeter .	14,18	28,37	42,55	56,74	70,92
Quadratruten .	6	7	8	9	10
Quadratmeter .	85,11	99,29	113,48	127,66	141,85

1 preußischer oder rheinländischer Fuß = 0,3138 m
1 Pariser Fuß = 0,3248 m
1 englischer Fuß = 0,3048 m

Tabelle 102. **Häufig gebrauchte Zahlenwerte.**

Funktion	Numerus	Logarithmus
π	3,14159	0.49715
2π	6,28318	0.79818
3π	9,42478	0.97427
4π	12,56637	1.09921
$\pi:2$	1,57080	0.19612
$\pi:3$	1,04720	0.02003
$\pi:4$	0,78540	0.89509—1
$\pi:6$	0,52360	0.71900—1
$\pi:180$	0,01745	0.24188—2
$1:\pi$	0,31831	0.50285—1
$1:2\pi$	0,15915	0.20182—1
$1:3\pi$	0,10610	0.02573—1
$1:4\pi$	0,07960	0.90099—2
$2:\pi$	0,63662	0.80388—1
$3:\pi$	0,95493	0.97997—1
$4:\pi$	1,27323	0.10491
$6:\pi$	1,90986	0.28100
$180:\pi$	57,29578	1.75812
$2\pi:3$	2,09430	0.32126
$3:2\pi$	0,47746	0.67894—1
$4:3\pi$	0,42441	0.62779—1
π^2	9,86904	0.99430
π^3	31,00628	1.49145
π^4	97,40909	1.98860
π^5	306,01969	2.48575
$1:\pi^2$	0,10132	0.00570—1
$1:\pi^3$	0,03225	0.58855—2
$1:\pi^4$	0,01140	0.01140—2
$1:\pi^5$	0,00327	0.51425—3
$\sqrt{\pi}$	1,77245	0.24857
$\sqrt{2\pi}$	2,50663	0.39909
$\sqrt{3\pi}$	3,07000	0.48714
$\sqrt{4\pi}$	3,54495	0.54961
$\pi\sqrt{2}$	4,44289	0.64766
$\pi\sqrt{\pi}$	5,56833	0.74572
e^{π}	23,1407	1.36438
log. nat. π	1,14473	

Funktion	Numerus	Logarithmus
$1:\sqrt{\pi}$	0,56419	0.75143—1
$\sqrt{1:\pi}$	0,56419	0.75143—1
$\sqrt{\pi:2}$	1,25331	0.09806
$\sqrt{2:\pi}$	0,79788	0.90194—1
$\sqrt{\pi:3}$	1,02329	0.01001
$\sqrt{3:\pi}$	0,97721	0.98998—1
$\sqrt[3]{\pi}$	1,46459	0.16572
$\sqrt[3]{\pi^2}$	2,14503	0.33143
$\sqrt[3]{2\pi}$	1,84526	0.26606
$\pi\sqrt[3]{\pi}$	4,60115	0.66287
$\sqrt[3]{1:\pi}$	0,68278	0.83428—1
$\sqrt[3]{3:4\pi}$	0,62035	0.79264—1
$\sqrt[3]{\pi:2}$	1,16245	0.06537
$\sqrt[3]{2:\pi}$	0,86025	0.93463—1
$\sqrt[3]{\pi:3}$	1,01549	0.00667
$\sqrt[3]{3:\pi}$	0,98475	0.99332—1
$\sqrt[3]{\pi:4}$	0,92263	0.96503—1
$\sqrt[3]{\pi:6}$	0,80610	0.90633—1
g (45°)	9,80617	0.99150
$1:g$	0,10195	0.00850—1
$1:2g$ ($g = 9,81$)	0,05097	0.70830—2
$1:3g$ ($g = 9,81$)	0,03399	0.53139—2
g^2 ($g = 9,81$)	96,16097	1.98300
$\sqrt{g}$ ($g = 9,81$)	3,13209	0.49583
$2\cdot\sqrt{g}$ ($g = 9,81$)	6,26418	0.79686
$\sqrt{2g}$ ($g = 9,81$)	4,42945	0.64635
$\pi\cdot\sqrt{g}$ ($g = 9,81$)	9,83976	0.99298
$\pi\cdot\sqrt{2g}$ ($g = 9,81$)	13,91536	1.14350
$\pi:\sqrt{g}$ ($g = 9,81$)	1,00303	0.00132
$\pi:\sqrt{2g}$ ($g = 9,81$)	0,70925	0.85800—1
e	2,71825	0.43429
e^2	7,38906	0.86859
$1:e$	0,36788	0.56571—1
$1:e^2$	0,13533	0.13141—1
$\sqrt{e}$	1,64872	0.21715
$\sqrt[3]{e}$	1,39561	0.14476
$1:\sqrt{e}$	0,60653	0.78285—1
$1:\sqrt[3]{e}$	0,71654	0.85524—1

Tabelle 103. Englische und Metermaße. Meilenmaße. Zolle.

1 Fuß (engl.)	= 0,305 m	1 acre	= 0,40467 ha
1 Yard = 3 Fuß	= 0,914 m	1 gallon	= 4,54 l
1 (Statute) Meile	= 1609 m	1 quater = 64 gall.	= 290,78 l
1 Kabellänge	= 185,20 m	1 Pfund	= 0,454 kg
1 engl. Faden	= 1,8288 m	Meilenmaße	
1 m	= 0,5468 Faden	1 geogr. Meile	= 7420,439 m
1 engl. Reg. ton	= 2,833 cbm	1 Seemeile	= 1852,010 m
1 cbm	= 0,353 Reg. ton	1 engl. Meile	= 1609,315 m = 1760 Yards

Englische Zolle und Millimeter.

Zolle . . .	1/8	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/4	1 1/2
Millimeter . .	3,2	6,3	9,5	12,7	15,8	19,0	22,3	25,4	31,8	38,1
Zolle . . .	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Millimeter .	50,8	76,2	101,6	127,0	152,4	177,8	203,2	228,6	254,0	

Der Wert g.

1. In Meereshöhe unter der Breite φ^0 ist:

$$g = 9{,}80617\ (1 - 0{,}002644 \cos 2\varphi + 0{,}000007 \cos^2 2\varphi).$$

Speziell unter 45° ist $g_{45} = 9{,}80617$ m.

2. In h m Meereshöhe ist:

$$g_h = g - 0{,}000003086\, h.$$

Spezifische Gewichte einiger Gase

Tabelle 104. (nach J. J. Weyrauch in Luegers Lexikon).

Gas	Gewicht von 1 cbm bei 1 Atm. u. 0° C kg	Dichte gegenüber von Wasser bei 4° C
Atmosphärische Luft . .	1,293187	0,00129319
Wasserstoff	0,089566	0,00008957
Sauerstoff	1,429786	0,00142979
Stickstoff	1,256163	0,00125616
Stickoxyd	1,34284	0,00134284
Kohlenoxyd	1,25090	0,00125090
Kohlensäure	1,97741	0,00197741

Spezifische Gewichte einiger Flüssigkeiten

Tabelle 105. nach J. J. Weyrauch in Luegers Lexikon.

Flüssigkeit	Temperatur	γ	Flüssigkeit	Temperatur	γ
Alkohol wasserfrei . .	0	0,80625	Quecksilber	0	13,5953
„ „ . .	5	0,80207	„	5	13,5833
„ „ . .	10	0,79788	„	10	13,5709
„ „ . .	15	0,79367	„	15	13,5586
„ „ . .	20	0,78945	„	20	13,5463
Benzin 0,68—0,70 . .	15	0,690	Salpetersäure, rauchend	15	1,480
Benzol	0	0,900	„ roh (40° Bé)		1,380
„	20	0,880	Salzsäure, rauchend .	15	1,210
Eis	0	0,91666	„ roh (20° Bé)		1,145
Kohlensäure 35,40 Atm.	0	0,9471	Schwefelsäure, rauchend	15	1,890
„ 40,47 „	5	0,9222	„ konz. engl. (66° Bé)		1,840
„ 46,05 „	10	0,8948	Wasser	0	0,99987
„ 52,17 „	15	0,8635	„	4	1,00000
„ 58,84 „	20	0,8267	„	20	0,99826
Meerwasser		1,026	„	40	0,99235
Totes Meer . . .		1,212	„	60	0,98338
Petroleum		0,80—0,87	„	80	0,97194
			„	100	0,95886

Stichwortverzeichnis.

T bedeutet „Tabelle".

Literaturverzeichnis.

1. Abaque pour le calcul des conduites. Génie civil (50) 1907, S. 407.
2. Aichel: Experimentelle Untersuchungen über den Abfluß des Wassers bei vollkommenen Überfallwehren verschiedener Grundrißanordnung. München und Leipzig 1907.
3. Aird: Über den Begriff eines hydraulischen Moments der Kanalquerschnitte. H. 1910, S. 401.
4. Allievi und Dubs: Allgemeine Theorie über die veränderliche Bewegung des Wassers in Leitungen. Berlin 1909. (S. a. S. B. 1910, S. 278.)
5. Allitsch: Beitrag zur graphischen Ermittlung des Fassungsvermögens von Abwasserkanälen. Ö. W. B. 1905, S. 136.
6. Baudisch: Eine graphische Bestimmung von Bahnkurven bei reibungslosen wirbelfreien Flüssigkeitsbewegungen. Ö. Z. 1910, S. 85.

K. Bayrisches hydrotechnisches Bureau: Veröffentlichungen. Hieraus:

7. Größte Geschwindigkeiten in fließenden Gewässern. Zeitschr. f. Gew.-Kunde XI. Bd, S. 71.
8. Untersuchungen über den Einfluß des Waldes auf den Grundwasserstand.
9. Größte Regenfälle in Bayern und ihre Verwertung für Hochwasserberechnungen.
10. Das Mainhochwasser im Dezember 1900.
11. Der Gewitterregen vom Nachmittag des 11. Mai 1910.
12. Bazin: Expériences nouvelles sur l'écoulement en déversoir. A. P. C. 1888, Nr. 52, S. 393; s. auch Z. 1889, S. 513.
13. Bazin: Expériences nouvelles sur la distribution des vitesses dans les tuyaux. Paris 1897.
14. Bazin: Etude d'une nouvelle formule pour calculer le débit des canaux découverts. A. P. C. 1897, IV, S. 20 (ferner: 1898, I, S. 304; s. auch Z. B. 1898, S. 317).
15. Bazin: Expériences nouvelles sur l'écoulement en déversoir. A. P. C. 1898, II. S. 151 (u. A. Versuche an ausgeführten Wehren).
16. Bazin: Expériences nouvelles sur l'écoulement en déversoir executées à Dijon de 1886 à 1895. Paris 1898.
17. Bellasis: Der Verlust an Druckhöhe in Rohrkrümmungen. The Engineer 1911, S. 533.
18. Biel: Über den Druckhöhenverlust bei der Fortleitung tropfbarer und gasförmiger Flüssigkeiten. Berlin 1907.
19. Bindemann: Über die Abweichung zwischen der mittleren Abflußmenge und der Abflußmenge bei Mittelwasser. Z. B. 1897, S. 638.
20. Bloudek: Staukurve. Ö. W. B. 1910, S. 55, 564.
21. Bodaszewski: Strömung reibender Flüssigkeiten in Rohrleitungen. Ö. Z. 1906, S. 326.

22. Bodenseher: Über das Retentionsvermögen von Sammelbehältern mit Überfällen. Ö. Z. 1908, S. 401; s. a. Ö. Z. 1909, S. 353.
23. Bodenseher: Ein graphisches Verfahren zur Berechnung der Wasserleitungsrohrnetze. Ö. Z. 1911, S. 113.
24. Bötticher: Zur Theorie des Staus. Ö. Z. 1911, S. 182.
25. Boileau: Traité de la mesure des eaux courantes. Paris 1854.
26. Bornemann: Ausfluß bei Schützen und schützenähnlichen Mündungen. Ziviling. 1880, XXV, S. 297.
27. Bornemann: Formel für die Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Polyt. Zentralblatt 1869, S. 403.
28. Bornemann: Versuche über den Ausfluß des Wassers bei breiten Überfällen. Ziviling. 1870, S. 293.
29. Boudeville: Distributions d'eau. Abaques pour installations privées. La Technique sanitaire 1909, S. 170.
30. Boussinecq: Essai sur la théorie de l'ecoulement d'un liquide par un orifice en mince paroi. C. R. 1870, LXX, S. 33.
31. Boussinecq: L'écoulement par un déversoir en mince paroi. Mon. ind. 1887, XIV, S. 229.
32. Box: Practical Hydraulics. London 1895.
33. Braschmann: Bestimmung der Abflußmenge von Überfällen. Ziviling. 1863, S. 450.
34. Brauer: Grundzüge der praktischen Hydrographie. Hannover 1907.
35. Breitenbach: Tafeln zur graphischen Ermittlung der Gefälle. Zum Gebrauch bei der Aufstellung von Meliorations-, Wege-, Wasserleitungsprojekten usw. Königsberg 1907.
36. Bubendey: Praktische Hydraulik. Leipzig 1911.
37. Buckley: Facts, figures and formulae for irrigation engineers. London 1908.
38. Büsing: Die Städtereinigung. Stuttgart 1900.
39. Castel: Expériences, faites au chateau d'eau de Toulouse sur l'écoulement de l'eau par les déversoirs. A. P. C. 1837.
40. Christen, Th.: Das Gesetz der Translation des Wassers in regelmäßigen Kanälen, Flüssen und Rohren. Leipzig 1903.
41. Colemann: A short method of recomputing sewer discharges for a changed value of n in Kutter's formula. Eng. News (58) 1907, S. 552.
42. Colignon: Sur la manière de trouver de débit d'un conduit d'eau. A. P. C. 1892, II, S. 845.
43. Cramer: Die größten Abflußmengen in Flüßen, Bächen und städtischen Entwässerungskanälen. Z. B. 1893, S. 265.
44. Dankwerts: Tabellen zur Berechnung der Stauweiten in offenen Wasserläufen. Wiesbaden 1903.
45. Dide: Perturbations produites par la fermeture des robinets vannes sur le fonctionnement d'une distribution d'eau. Génie civil (54) 1908, S. 448.
46. — Druckhöhenverlust beim Durchfluß des Wassers durch einen 610 mm Absperrschieber. Ga 1894, S. 129.
47. Dumas: La crue de la Seine de Janvier 1910. Génie civil (56) 1910, S. 256, 397.
48. Eidgenössisches Hydrometrisches Bureau: Die Entwicklung der Hydrometrie in der Schweiz. Bern 1907.

49. Eidgenössisches Hydrometrisches Bureau: Rheingebiet von den Quellen bis zur Taminamündung. Bern 1907.
50. Ekdahl: Über die Bewegung des Wassers in Kanälen und natürlichen Wasserläufen. Leipzig 1912.
51. Ekin: Water pipe and sewer discharge diagrams. London 1908.
52. Eytelwein: Über den Reibungswiderstand. Abh. d. K. Akad. d. Wiss. Berlin 1813—1814.
53. Fanning: A treatise on Hydraulic and water supply Engineering. New York 1902.
54. Fargue: Expériences relatives à l'action de l'eau courante sur fond de sable. A. P. C. 1894, I, S. 426.
55. Fargue: Hydraulique fluviale. A. P. C. 1900, I, S. 106.
56. Fargue: Vérification théorique des lois empiriques relatives à la forme du lit des rivières navigables à fond mobile. A. P. C. 1903, II, S. 179.
57. Fargue: Les équations des lois empiriques de l'hydrologie fluviale. A. P. C. 1907, III, S. 121.
58. Flamant: Etude sur les formules de l'écoulement de l'eau dans les tuyaux de conduite. A. P. C. 1892, II, S. 301.
59. Flamant: Hydraulique. Paris 1900.
60. Flick: Tafeln zur Berechnung von unter Druck liegenden vollaufenden Durchlässen und Leitungen. Der Kulturtechniker 1910, S. 67.
61. Forchheimer: Über Rohrnetze. Z. 1889, H. 16 u. 18.
62. Forchheimer: Günstigste Grabenneigung und Rohrweiten bei Wasserkraftanlagen. Ö. Z. 1901, S. 775.
63. Forchheimer: Wasserbewegung in Wanderwellen. Z. G. K. VI, 1904, S. 321.
64. Forchheimer: Über das Fortschreiten von Hochwasseranschwellungen in Flußläufen. Ö. Z. 1907, S. 325.
65. Forchheimer: Hydraulik (Enzyklopädie d. Mathem. Wissenschaften, Bd. IV, 3. Teilband). Leipzig 1901—1908.
66. Forchheimer: Hydraulik. Leipzig 1914. (2. Aufl. von Nr. 65.)
67. Fournié: Sur l'écoulement permanent et uniforme des liquides. A. P. C. 1898, III, S. 1.
68. Frank: Die Berechnung der Kanäle und Rohrleitungen. München und Leipzig 1886.
69. Freise: Kolorimetrische Inhaltsbestimmung von unregelmäßigen Behältnissen. Zeitschr. f. d. ges. Wasserwirtschaft 1913, S. 259.
70. Frese: Versuche über den Abfluß des Wassers bei vollkommenen Überfällen. Z. 1890, S. 1285 ff.
71. Frühling: Entwässerung der Städte. Leipzig 1903.
72. Fteley, Stearns: Experiments on the flow of water. Trans. Am. Eng. 1883, XII, S. 1.
73. Gamann: Hydraulik und ihre Anwendung in der Kulturtechnik. Berlin 1909.
74. Ganguillet und Kutter: Neue allgemeine Formel für die Bewegung des Wassers. Ö. Z. 1869, S. 6.
75. Gaukler: Bewegung des Wassers in Röhren. A. P. C. 1868, Bd. 15, IV, S. 229.
76. Gennerich: Die Flüsse Deutschlands. Z. G. K. 1906, VIII. Bd., H. 3 u. 4.
77. Gerhardt: Tafel zur Bestimmung der Drainrohrweiten. Berlin.
78. Grävell: Ein weiterer Beitrag zur Berechnung der Geschwindigkeitsunterschiede in den Querprofilen von Wasserläufen. H. 1913, S. 238.
79. Grashof: Theoretische Maschinenlehre. 1. Bd. Hydraulik. Leipzig 1875.

80. Grashof: Humphreys-Abbots Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Z. 1869, S. 289.
81. Gravelius: Die Geschwindigkeitsformel. Z. G. K. I, S. 197.
82. Gravelius: Herrn Bazins neue Untersuchungen über den Abfluß an Überfällen. Z. G. K. III, S. 162.
83. Gravelius: Die mittlere Abflußmenge. Z. G. K. III, S. 212.
84: Gravelius: Über Niederschlagsdauer und Niederschlagsdichte. Z. G. K. VIII, S. 60.
85. Gravelius: Über die Wasserführung der Flüsse. Z. G. K. IX, S. 254.
86. Gravelius: Flußkunde. Berlin und Leipzig 1914.
87. Gremand: Graphische Tafeln zur Bestimmung der Dimensionen von Druckleitungen und Kanälen. Zürich 1905.
88. Greve: Die Bewegung des Wassers in den Strömen. Münster i. W., Buchdruckerei von J. Bredt. 1902.
89. Gröger: Eine neue Geschwindigkeitsformel für natürliche Flußgerinne. Ö. Z. 1913, Nr. 35.
90. Grunsky: Hydrometrische Messungsverfahren in den Vereinigten Staaten Amerikas. Z. G. K. X, 1910, S. 193.
91. Gübel: Ein neues Rechnungsverfahren bei Aufgaben der Hydraulik. Ge 1899, S. 169. 189, 205.
92. Hagen: Untersuchungen über die gleichförmige Bewegung des Wassers. 1876.
93. Hajos: Integralschwimmermessung für kleine Geschwindigkeiten. Z. B. 1904, S. 281.
94. Halter: Zur Bestimmung der Hochwassermessungen an Bächen und Flüssen. Ö. Z. 1893, S. 173.
95. Handbuch der Ingenieurwissenschaften. 3. Teil, 2. Bd. Stauwerke. 4. Auflage. Leipzig 1912.
96. Hanna: The effect of changes in canal grades on the rate of flow. Eng. News (58) 1907, S. 545 — in canal cross sections upon — Eng. News (58) 1907, S. 334.
97. Hansen: Die Bestimmung von Wassermengen mittels Überfälle ohne Seitenkontraktion. Z. 1892, S. 1057 u. 1087.
98. Hauber, W.: Hydraulik. Leipzig 1908. (Sammlung Göschen.)
99. Hellmann: Die Niederschläge in den norddeutschen Stromgebieten. Berlin 1906.
100. Hennell: Hydraulic and other tables for purposes of sewerage and water supply. London 1902.
101. Hermanek: Über die Wirkungsweise von Überfallschwellen verschiedener Dispositionen. Ö. Z. 1893, S. 622, 1907, S. 571.
102. Hermanek: Theorie des freien Ausflusses von Flüssigkeiten an Mündungen und Überfällen. Wien 1903.
103. Heßle: Die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in natürlichen Gewässern. Z. G. K. II, 1899, S. 20.
104. Heyd: Die Wirtschaftlichkeit bei den Städteentwässerungsverfahren. Mannheim 1908.
105. Heyne: Eine Studie über hydraulische Koeffizienten. Ö. Z. 1902, S. 840.
106. Hiscox: Hydraulic Engineering. New York 1908.
107. Hochschild: Versuche über die Strömungsvorgänge in erweiterten und verengten Kanälen. (Diss.) 1910. Z. 1913, S. 655.
108. Holl: Die Projektierung von Wasserkraftanlagen. München 1908.
109. Huttern: Rationelle Hydromechanik. New York 1910. J. J. Little Ives Co.

110. Iben: Druckhöhenverlust in geschlossenen eisernen Rohrleitungen. Hamburg 1880.
111. Imhof: Taschenbuch für Kanalisationsingenieure. München u. Berlin 1907.
112. Imhof: Eine einfache Art, allerhand Kanalquerschnitte rasch zu berechnen. Gesundh. Ing. 30, S. 197.
113. Jöhrens: Über die Bewegung des Wassers in Kanälen. H. 1902, S. 258.
114. Judt: Logarithmische Tabellen für Kanalisation. München u. Berlin 1912.
115. Kajet: Apparat zur Messung frei auslaufender Wassermengen. Ga 1908, S. 1173.
116. Kinzer: Wassereichungen und Überfallmessungen. Ö. Z. 1897, S. 544.
117. Klunzinger: Weitere Studien über den Verlauf der Hochwässer. Ö. Z. 1896, S. 33.
118. König: Das hydrotechnische Rechnen mittels Hilfstabellen. Leipzig 1904.
119. Krawinkel: Regenabfluß und Abflußverzögerung. Ge 1905, S. 269.
120. Kresnik: Formeln für Sparbeckenschleusen. Ö. Z. 1906, S. 84.
121. Krey: Wasserstoß und stoßfreie Bewegung des Wassers. H. 1904, S. 533, 547.
122. Krey: Zur Frage der Bewegung des Wassers beim Ausfluß aus einer Öffnung. Z. B. 1904, S. 625.
123. Krug: Die Drucklinie der Rohrnetze. Ge 1895, S. 664.
124. Kutter: Die neuen Formeln für die Bestimmung der Geschwindigkeit des Wassers in Kanälen und Flüssen von Darcy-Bazin und von Humphreys-Abbot. Kulturing. 1869, S. 87.
125. Kutter: Bewegung des Wassers in Kanälen und Flüssen. Berlin 1885.
126. Labes: Tafel zur Berechnung der Druckhöhenverluste des Wassers in geschlossenen Rohrleitungen. Wiesbaden 1903.
127. Lauterburg: Anleitung zur Berechnung der (mitteleuropäischen) Quellen- und Stromabflußmengen aus der Regenmenge, Größe und Beschaffenheit der Quellen- und Flußgebiete. Wiener Allg. Bauzeitung 1887.
128. Lesbros: Expériences hydrauliques sur les lois de l'écoulement de l'eau. Paris 1851.
129. Lévy: Mouvement de l'eau dans les tuyaux circulaires. Mém. Soc. Ing. Civ. 1888, XL, 2, S. 527.
130. Lieckfeld: Von der Bewegung des Wassers. Z. B. 1903, S. 497.
131. Lilienstern und Rühle: Tafeln zur Bestimmung von Rohrweiten. Ga 1911, S. 355.
132. Lippke: Beitrag zur Berechnung der Abflußmengen in Strömen aus Oberflächengeschwindigkeitsmessungen. Z. G. K. IX, S. 271.
133. Lippke: Die Grundsätze des Gleichgewichts und der gleichförmigen Wasserbewegung in den natürlichen Strömen. Z. G. K. IX, S. 291.
134. Lippke; Untersuchungen über die Verteilung der Wassergeschwindigkeiten in den Querschnitten der natürlichen Ströme. Z. G. K. X, S. 243.
135. Lorenz: Technische Hydromechanik. Berlin 1910.
136. Lueger: Über Druckverluste in Rohrleitungen. Ga 1881, S. 158.
137. Lueger: Über Entstehung und Verlauf von Hochfluten. Ö. Z. 1885.
138. Lueger: Die Wasserversorgung der Städte. Bd. I, 1895. Bd. II, 1908.
139. Mandl: Graphische Darstellung von mathematischen Formeln. Wien 1902.
140. Mannes: Die Berechnung von Rohrnetzen städtischer Wasserleitungen. München 1909.
141. Meißner: Die Hydraulik und die hydraulischen Motoren. 2. Auflage. Jena 1895—99.

142. Melli: Über die Berechnung von Kanalprofilen und kreisförmigen Leitungen. S. B. 1892, II, S. 1.
143. Mensing, W.: Kanaltafeln. Bautzen 1910. Selbstverlag.
144. Merrill: Flow of water in open conduits. The Engin. Record 1907, S. 708.
145. Meyer: Zur Kenntnis des negativen Drucks in Flüssigkeiten. Halle 1911.
146. Mises: Elemente der technischen Hydromechanik. Leipzig 1913.
147. Möller: Ungleichförmige Wasserbewegung (Wassersprung). H. 1894, S. 581; 1897.
148. Monteil: Débit d'un orifice circulaire. A. P. C. 1907, III, S. 139.
149. Müller: Hydrometrie. Hannover 1903.
150. Müller: Berechnung der Staukurven in städtischen Kanälen und in Wasserläufen. Wien 1912.
151. Murphy: A method of computing flood discharge and cross section area of streams. Eng. News (53) 1905, S. 355.
152. Murphy: Effect of roughness of bed on depth of water and distribution of velocity. Eng. News (62) 1909, S. 720.
153. Pascher: Die Bestimmung der größten Hochwasserabflußmenge. Ö. Z. 1892, S. 321; s. a. Ö. Z. 1902, S. 532.
154. Pelinka: Beitrag zur Berechnung der wirtschaftlich günstigsten Rohrdurchmesser bei Pumpwerkwasserleitungen. Ö. Z. 1907, S. 901.
155. Pfarr: Wirkungsgrad hydraulischer Akkumulierungsanlagen. Z. f. d. ges. Turbinenwesen 1909, S. 453.
156. Plenkner: Streiflichter über die Bewegungsformeln des Wassers im Dienste des Wasserbaus. Ö. W. B. 1906, S. 629.
157. Poison: Sur la forme des cours d'eau à fond mobile. A. P. C. 1902, I, S. 32.
158. Pressel: Beitrag zur Bemessung des Inhalts von Wasserschlössern. S. B. 1909, S. 57.
159. Rapp: Hydrotechn. Studien. (Bögler, Weilheim in Oberbayern.) 1883.
160. Rehbock, Th.: Die Ausbildung der Überfälle beim Abfluß von Wasser über Wehre usw. Festschrift 1909.
161. Rehbock: Die Berechnung vollkommener Überfallwehre. H. 1913, Heft 2.
162. Rehbock: Der Abfluß von Wasser über Wehre verschiedenen Querschnitts. Z. d. V. d. A. u. Ing.Ver. 1912, Nr. 1 u. 1913, Nr. 1.
163. Reichel: Versuche an der Wasserkraftanlage der A. S. Tyssefaldene in Tyssaral bei Odde im Hardangerfjord. Z. 1911, Bd. 55, Nr. 33 u. 34.
164. Riedel: Das Verhältnis von Niederschlag und Abfluß. Wien 1903.
165. Ritter: Die Fortpflanzung der Wasserwellen. Z. 1892, S. 947.
166. Rother: Tabelle zur Ermittlung des Wertes J aus der Gleichung $v = k\sqrt{PJ}$ usw. Zeitschr. f. Gew.Kunde, XI. Bd., Heft 2.
167. Rother: Ein Beitrag zum Probleme der Spiegelabsenkung in Wasserläufen mit freiem Spiegel. Zeitschr. f. Gew.Kunde 1899, Heft 5.
168. Rühlmann: Hydromechanik. 2. Aufl. Hannover 1880.
169. Rümelin: Freier Ausfluß aus Rohrleitungen. Z. f. d. ges. Wasserwirtschaft 1914, S. 10.
170. Rümelin: Wie bewegt sich fließendes Wasser? Dresden 1913.
171. Rümelin: Wasserkraftanlagen. Berlin und Leipzig 1913.
172. Ruvarac-Penk: Die Abfluß- und Niederschlagsverhältnisse von Böhmen. Wien 1896.

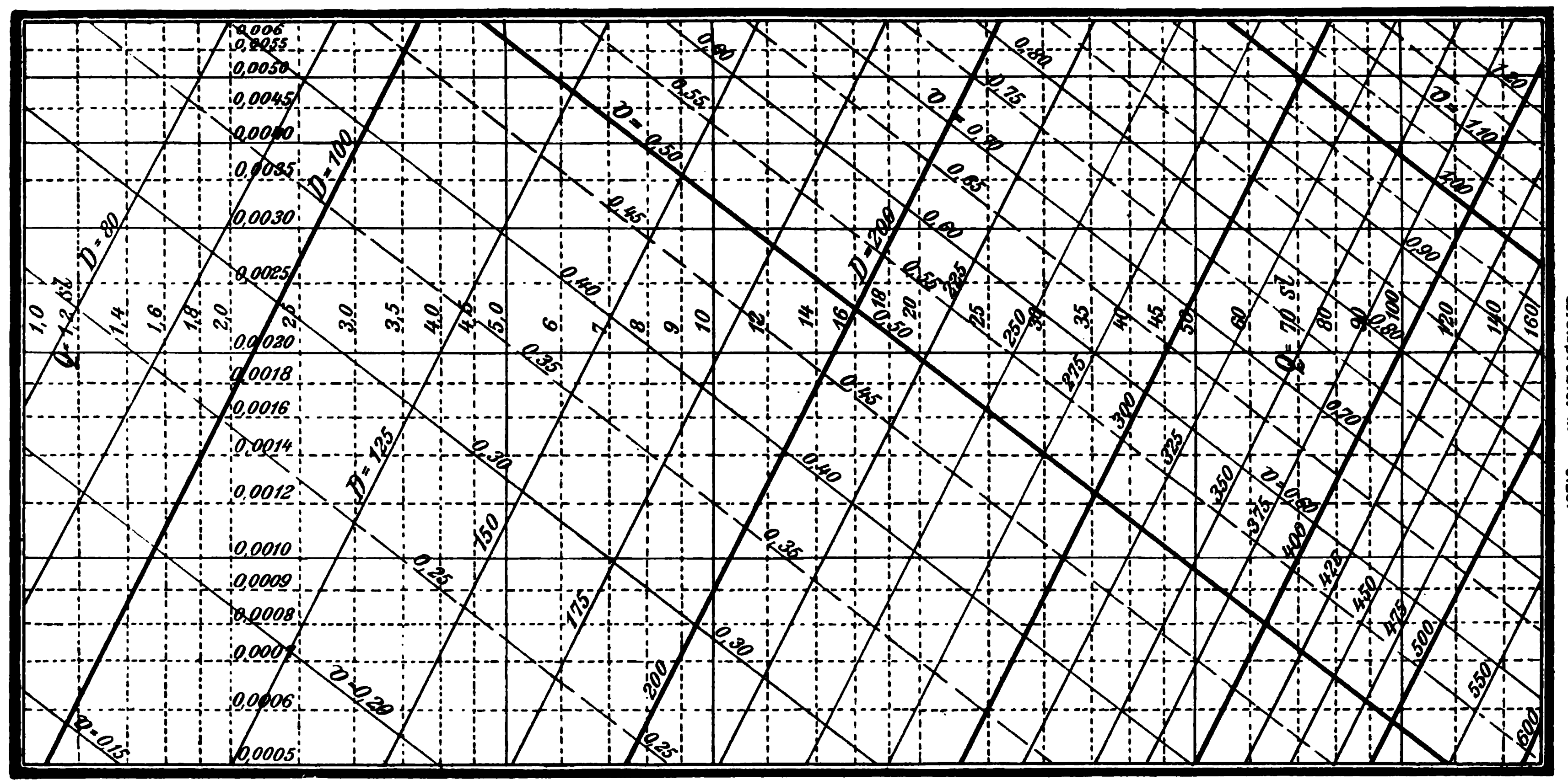
173. Schewior: Hilfstafeln zur Berechnung von Meliorationsentwürfen. Berlin 1907.
174. Schmid: Hydrologische Untersuchungen an den öffentlichen Flüssen im Königreich Bayern.
175. Schmidt: Die gebräuchlichsten Kanalprofile mit ihren Leistungs- und Geschwindigkeitskurven. Duisburg 1909.
176. Schmidt: Kritische Kanalgefälle. Ge 1909, S. 353.
177. Schüngel: Tafeln zur graphischen Ermittlung der Wassergeschwindigkeit. Hannover 1900.
178. Siedek: Neue Formel zur Ermittlung der Geschwindigkeit des Wassers in Flüssen und Strömen. Wien 1901. (Sonderabdr. aus Ö. Z.)
179. Siedek: Neue Formel zur Ermittlung der Geschwindigkeit des Wassers in Bächen und künstlichen Gerinnen. 1903. (S.A. aus Ö. Z.)
180. Siedek: Die natürlichen Normalprofile der fließenden Gewässer. Wien 1902.
181. Siedek: Neue Formel zur Ermittlung der Geschwindigkeit des Wassers in Bächen und künstlichen Gerinnen. 1902. (S.A. aus Ö. Z.)
182. Siedek: Studie über die Bestimmung der Normalprofile geschiebeführender Gewässer. Wien 1905. (Ö. Z. 1905, S. 77.)
183. Sonne: Grundlagen für die Berechnung der Wasserleitungen. Z. 1907, S. 1615. (Tafel hierzu von Vogt.)
184. Spies: Graphische Lösung hydraulischer Aufgaben. Ga 1887, S. 163, 1906, S. 911.
185. Städing: Kanalkurven zur Bestimmung der Abflußmengen und Geschwindigkeiten in Rohrleitungen und Kanälen. Barmen 1908. Selbstverlag. S. A. aus Ge 1907, S. 835.
186. Steinmetz: Methoden der Wassermessung. Zeitschr. f. d. gesamte Wasserwirtschaft 1908, H. 9—11 und 1909, H. 2—8.
187. Stevens: Comparison of formulas for computation of stream discharge. Eng. News (59) 1908, S. 683.
188. Stevens: Experiments on small weirs and measuring modulles. Eng. News (64) 1910, S. 171.
189. Stewart: Flow of water through submerged tubes. Eng. News (59) 1908, S. 35.
190. Stupecky: Beitrag zur graphischen Behandlung hydrometrischer Aufgaben. Ö.W.B. 1903, S. 860.
191. Tolkmitt: Grundlagen der Wasserbaukunst. 2. Auflage, bearb. u. herausg. von Bubendey. Berlin 1907.
192. Traub: Über die Vertikalgeschwindigkeitskurve. Dresden 1913.
193. Vauthier: Barrages à l'encombrement et barrages en lits évasés, sans encombrement. A. P. C. 1900, III. S. 207.
194. Vicari: Die graphische Berechnung städtischer Kanalnetze nach Ingenieur Hauff, Mainz. Ge 1909, S. 569.
195. Vicari: Die mechanische Berechnung von Gefällsleitungen. Techn. Gemeindeblatt X, S. 269.
196. Vieser: Anwendung der Nomographie auf hydraulische Formeln. Ö. Z. 1910, S. 225, 658.
197. Voigt: Über Sammelkanäle und deren Höchstbeanspruchung. Ö. Z. 1909, S. 443.
198. Weißbach: Ausfluß des Wassers unter hohem Druck. Polytechn. Zentralblatt 1863, S. 450.
199. Wex: Hydrodynamik. Leipzig 1888.

200. Weyrauch: Unterlagen zur Dimensionierung städtischer Kanalnetze. Stuttgart 1904.
201. Weyrauch: Wasserversorgung der Ortschaften. Leipzig 1910 (Göschen).
202. Weyrauch: Zur Berechnung von Rohrleitungen. Z. B. 1910, S. 521.
203. Weyrauch: Über Bebauungspläne und Entwässerungsanlagen. Stuttgart 1914.
204. Weyrauch: Die Wasserversorgung der Städte. 2. Aufl., Leipzig 1914 (1. Aufl. von O. Lueger).
205. Wittenbauer: Aufgaben aus der Technischen Mechanik. III. Berlin 1911.

Mechanische Hilfsmittel:

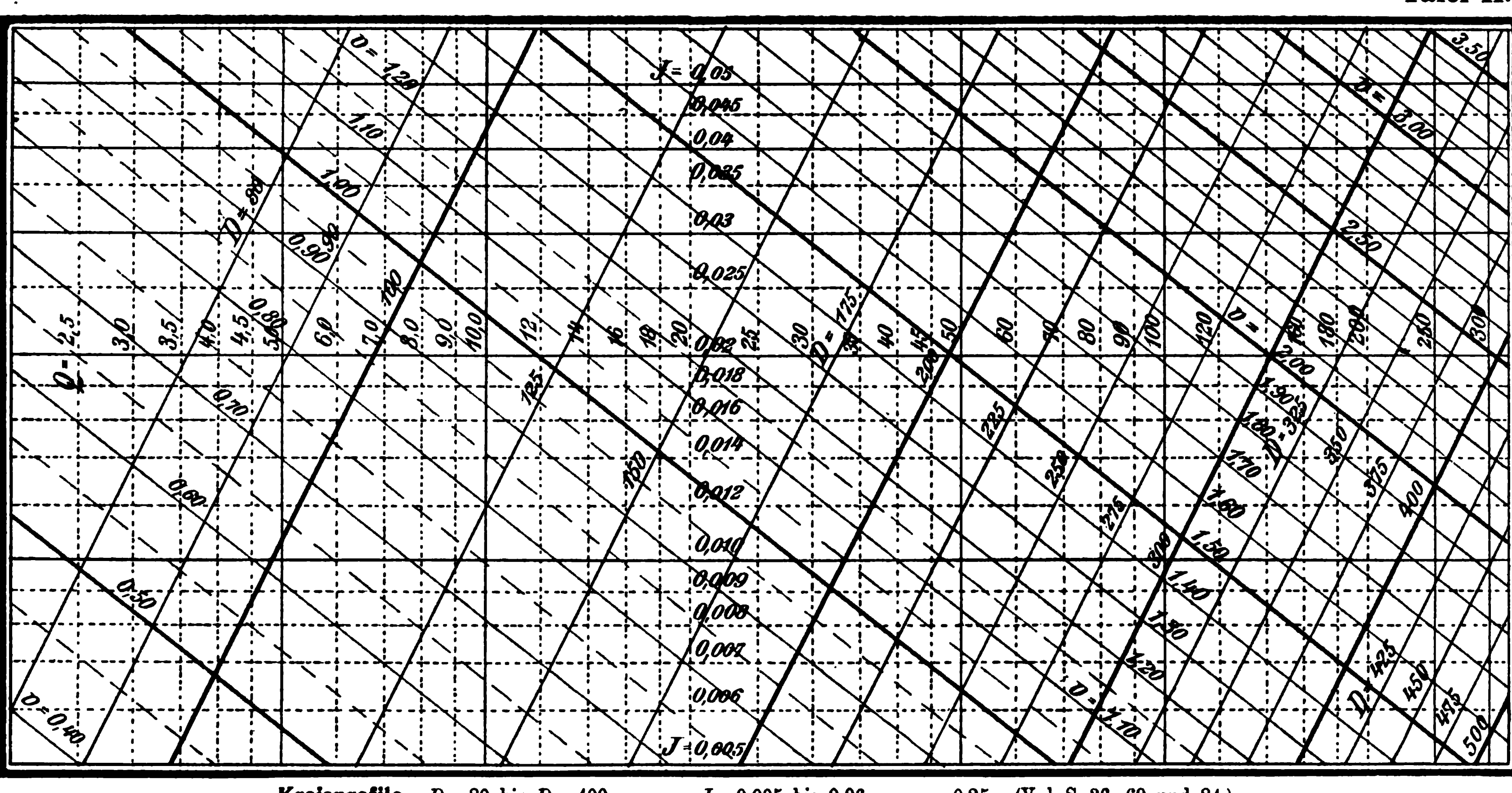
1. Rechenschieber für Fluß- und Kanalbau von Dipl.-Ing. Joh. Kaumann. Berlin NW 40. Heidestr. 57. M. 15.—.
2. Kanalisationsrechenschieber von Vicari. Dennert & Pape. Altona. M. 12.—. (Ges. Ing. 1909, S. 747.)

Tafel I.



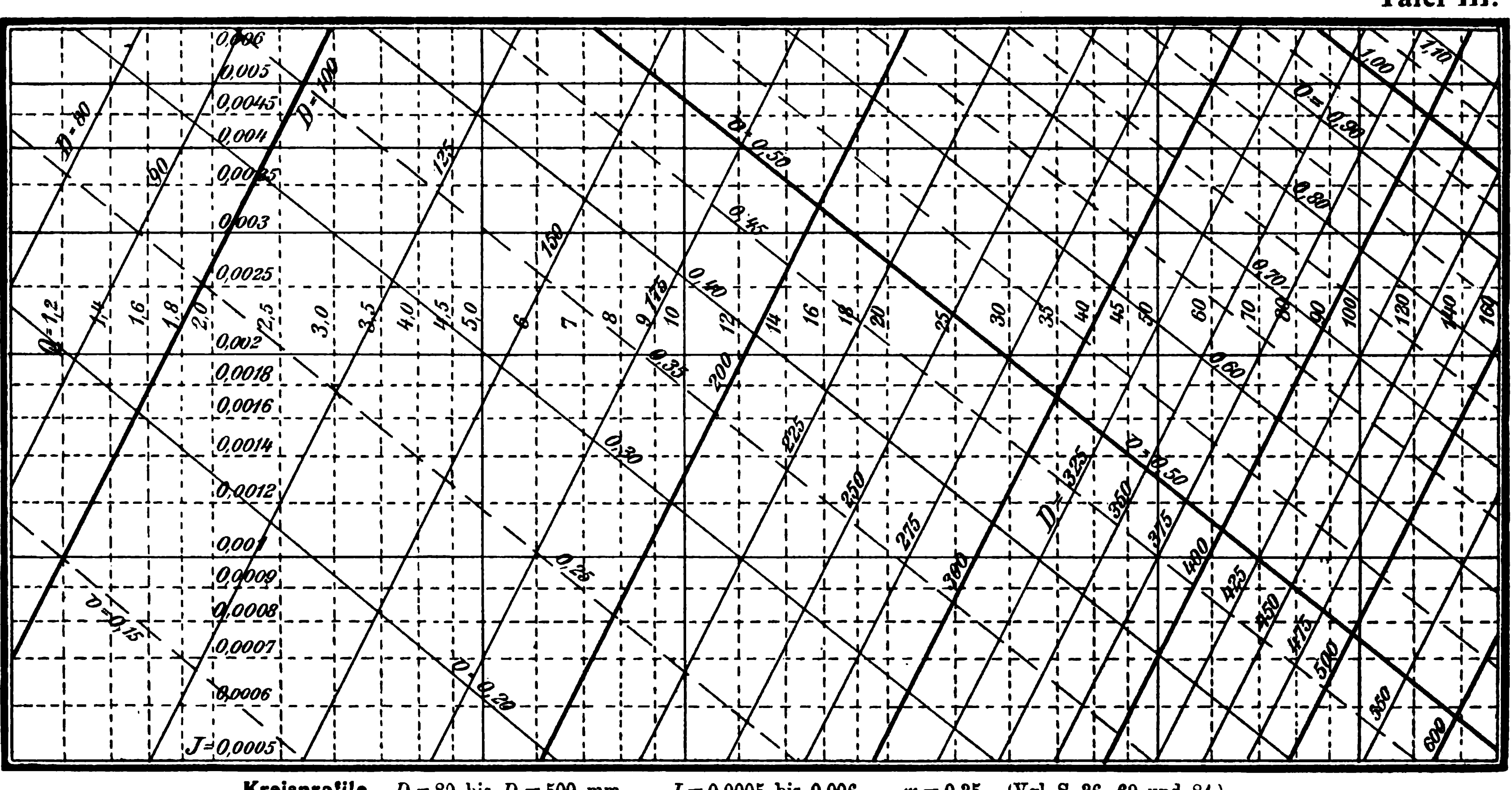
Kreisprofile. $D = 80$ bis $D = 500$ mm. — $J = 0{,}0005$ bis $0{,}006$. — $m = 0{,}25$. (Vgl. S. 36, 69 und 84.)

Tafel II.



Kreisprofile. $D = 80$ bis $D = 400$ mm. — $J = 0{,}005$ bis $0{,}06$. — $\underline{m = 0{,}25}$. (Vgl. S. 36, 69 und 84.)

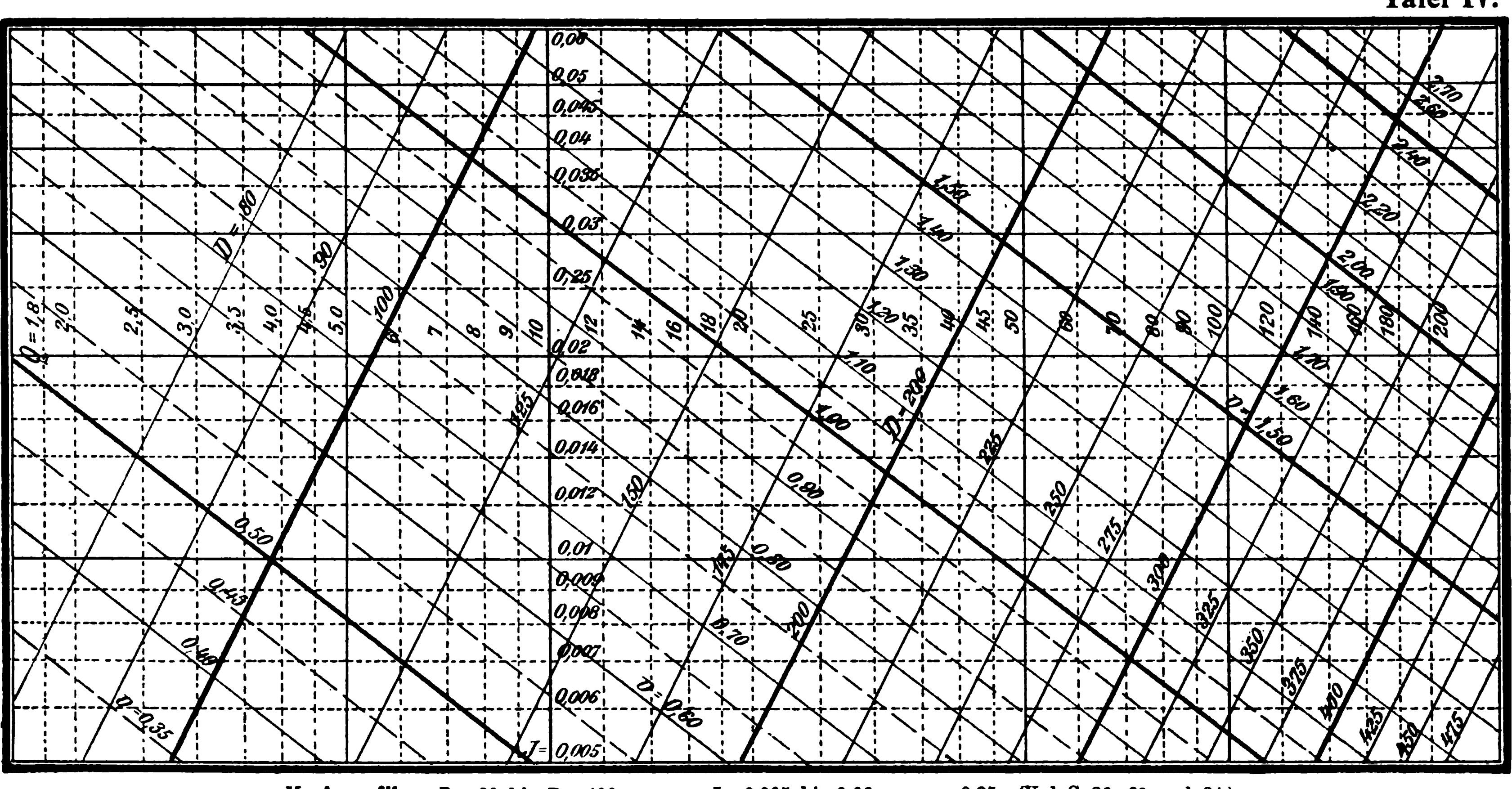
Tafel III.



Kreisprofile. $D = 80$ bis $D = 500$ mm. — $J = 0{,}0005$ bis $0{,}006$. — $m = 0{,}85$. (Vgl. S. 36, 69 und 84.)

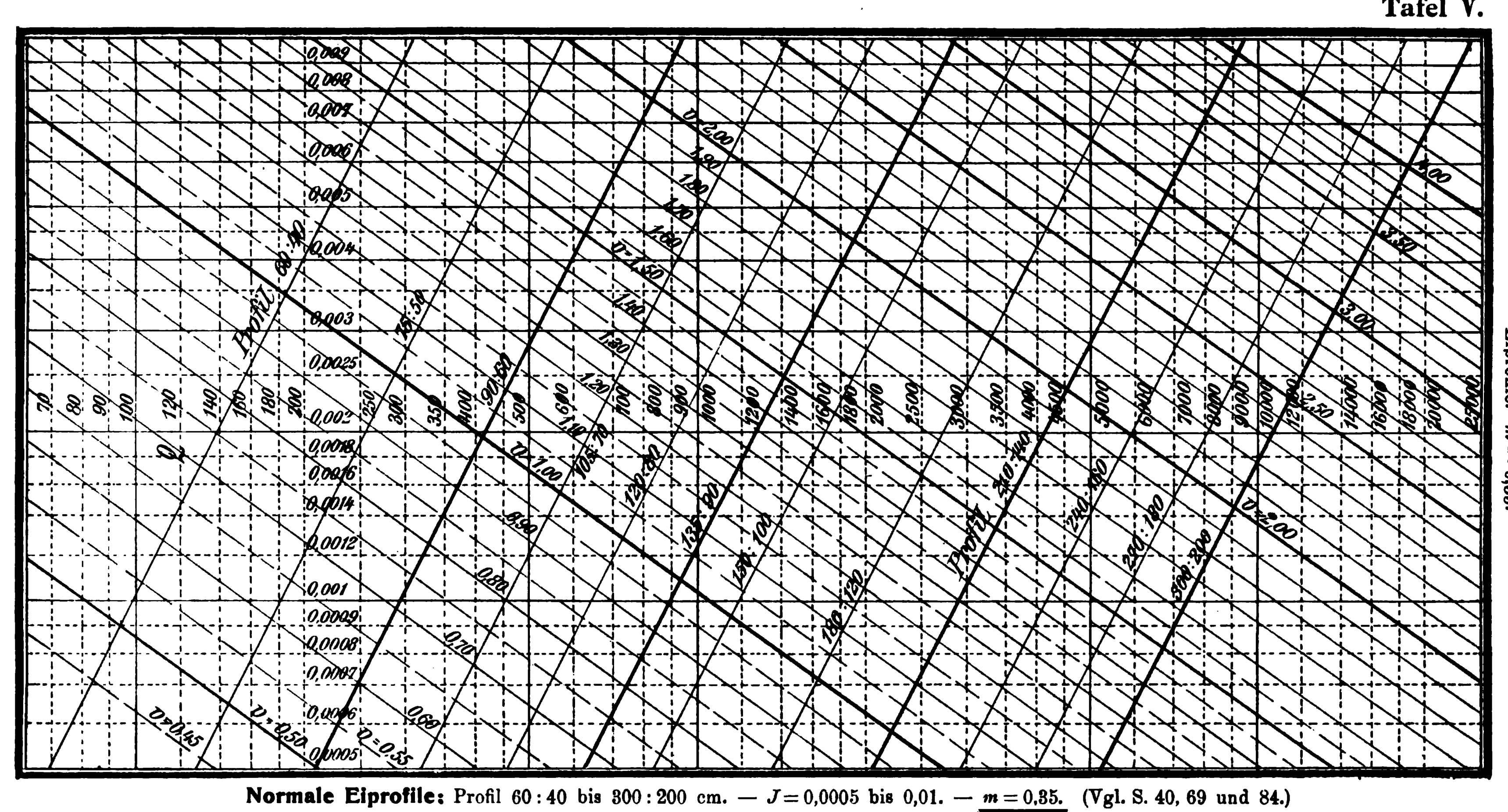
Kreisprofile. $m = 0.85$.

III.



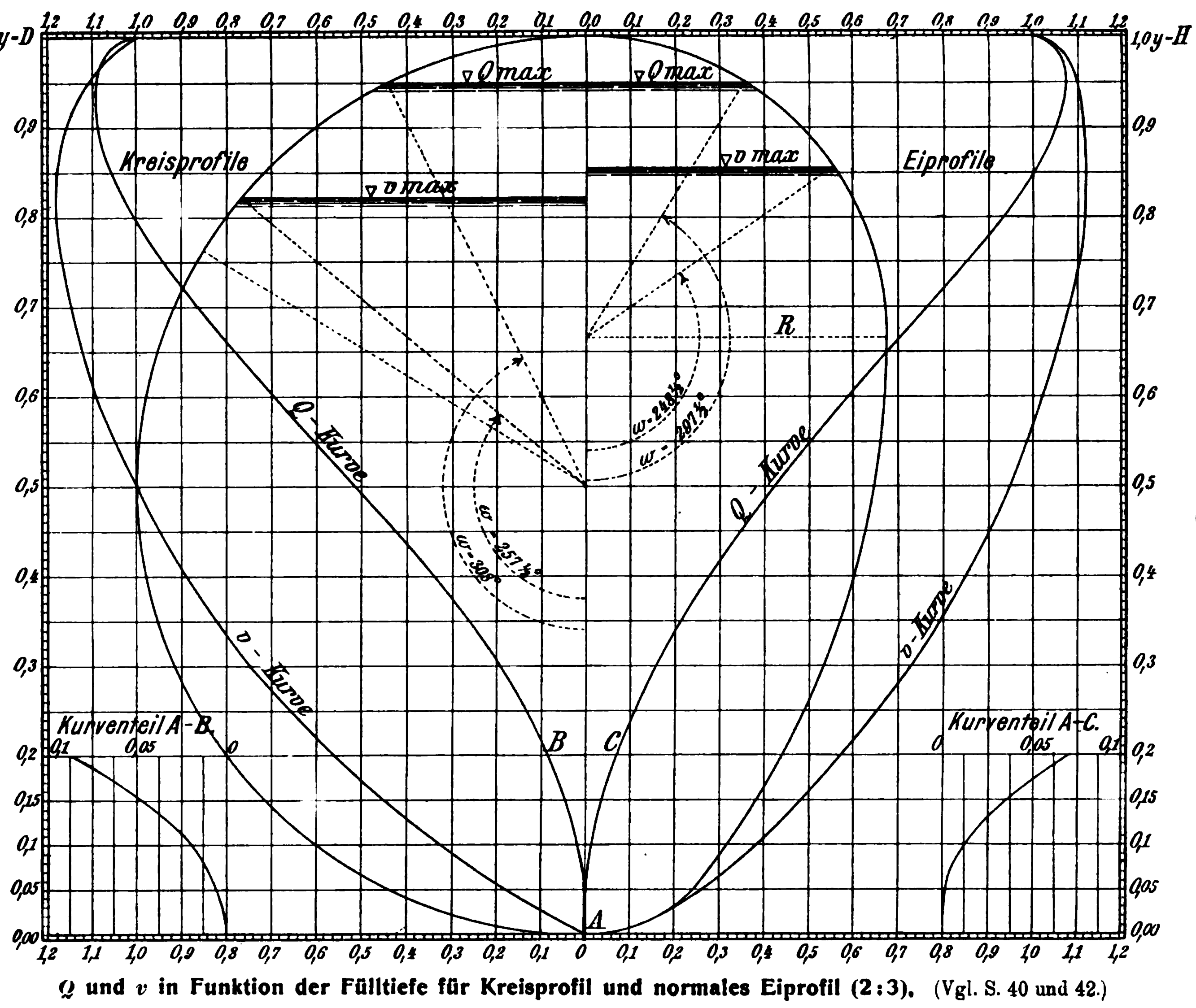
Kreisprofile. $D = 80$ bis $D = 400$ mm. — $J = 0{,}005$ bis $0{,}06$. — $m = 0{,}35$. (Vgl. S. 36, 69 und 84.)

Tafel V.



Normale Eiprofile: Profil 60 : 40 bis 300 : 200 cm. — $J = 0{,}0005$ bis $0{,}01$. — $m = 0{,}35$. (Vgl. S. 40, 69 und 84.)

Teilweise Füllung von Profilen.



Q und v in Funktion der Fülltiefe für Kreisprofil und normales Eiprofil (2:3). (Vgl. S. 40 und 42.)

Tafel VII.

Fig. 22.

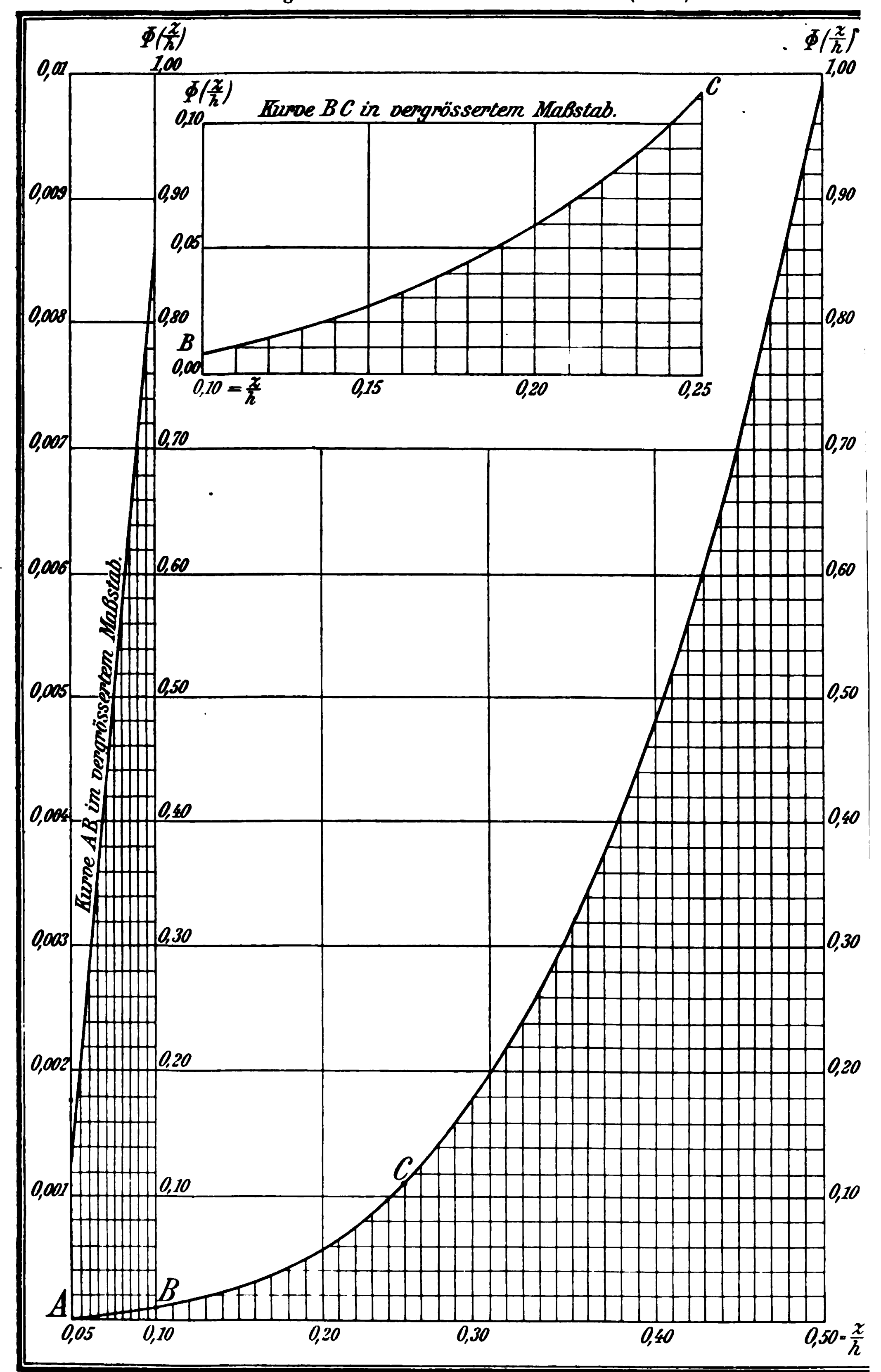
Fig. 23.

Fig. 24.



Teilweise Füllung geschlossener Profilformen. (Vgl. S. 44, Fig. 22, 23 und 24.)

Berechnung von Streichwehren nach Forchheimer (S. 153).



Verlag von Konrad Wittwer in Stuttgart.

Über Bebauungspläne u. Entwässerungsanlagen

von mittleren und kleineren Städten.

Von

Dr.-Ing. Robert Weyrauch

Zivilingenieur und ord. Professor der Technischen Hochschule zu Stuttgart.

94 Seiten gr. 8° mit 30 Figuren im Text. In Leinen eleg. geb. M. 3.50.

Die Wasserturbinen

ihre Berechnung und Konstruktion.

Herausgegeben von

R. Thomann

Dipl.-Ingenieur und Professor an der K. Techn. Hochschule Stuttgart.

Inhalt: Grundlegende Untersuchungen. — Konstruktion der Turbinen. — Turbinenregulatoren. — Wasserkraftanlagen.

Gr. 8°. Mit 307 Textfiguren und 44 Tafeln.

In elegantem Ganzleinwandband gebunden M. 25.—

Die Entwicklung des Turbinenbaues

mit den Fortschritten der Elektrizität.

Von

R. Thomann

Dipl.-Ingenieur und Professor an der K. Techn. Hochschule Stuttgart.

8°. Mit 3 Figuren und 1 Tafel. Geheftet M. —.80.

Druckschwankungen in Rohrleitungen

mit Berücksichtigung der Elastizität der Flüssigkeit und des Rohrmaterials.

Von

Dr.-Ing. Ernst Braun.

8°. 48 Seiten mit 10 Figuren. Geheftet M. 1.80.

Baurat C. Schmid, Technische Studienhefte. Heft 9.

Wasserwerks-Anlagen.

Vorträge von

Baurat Max Gugenhan.

Inhalt: I. Überblick. II. Gesetzliche Bestimmungen. III. Verordnungen und Verfügungen. IV. Rechtliche Verhältnisse. V. Beispiele ausgeführter Anlagen. VI. Verfahren bei der Konzessionierung. VII. Behandlung und Begutachtung der Gesuche.

Gr. 8°. mit 269 Abbildungen im Text und 8 Tafeln. Geheftet M. 5.—

Verlag von Konrad Wittwer in Stuttgart.

Die Neugestaltung der Wasserversorgung der Stadt Stuttgart.

Im Auftrag der bürgerlichen Kollegien verfaßt vom Bauamt der Städt. Wasserwerke.
Kanzlei-Format. 120 Seiten mit 2 Planbeilagen. In Leinen eleg. geb. M. 3.—

Die württemberg. Grofsschiffahrtspläne.

Im Auftrag des Neckar-Donau-Kanal-Komitees bearbeitet von
Baurat M. Gugenhan und Reg.-Baum. Eberhardt.
Gr. 8°. 57 Seiten mit 2 Plänen und 10 Abbildungen. Geheftet M. 2.—

Der wirtschaftliche Wert von Wasserstrafsen in Württemberg.

Von
Dr. Alfr. Marquard.
8°. Geheftet M. 2.—

Die Abwasserfrage in Stuttgart.

Von
Dr. med. A. Gastpar
in Stuttgart.
Habilitationsschrift zur Erlangung der venia legendi für das Fach der Hygiene und Bakteriologie an der K. Techn. Hochschule Stuttgart.
8°. 109 Seiten mit 14 Figuren. Geheftet M. 3.—

Die Reinigung der Kanalwässer.

Von
Ludwig & Hülssner, Architekten.
Gr. 8°. 15 Seiten mit 4 lithographierten Tafeln. M. 1.20.

Chemie für Techniker.

Leitfaden für Bau- und Maschinentechniker
von
Dr. Oskar Schmidt,
Professor an der K. Baugewerkschule Stuttgart.
Vierte, vermehrte und verbesserte Auflage.
In Ganzleinwand gebunden M. 2.80.


UNIVERSITY OF MICHIGAN
3 9015 06718 1597